

**CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

Maria Eduarda Becker Schneider

**ESTUDO VOLTADO A IDENTIFICAR AS PROVÁVEIS CAUSAS DO  
DESLIZAMENTO DE UM TALUDE LOCALIZADO NO CAMPUS DA  
UNIVERSIDADE DE SANTA CRUZ DO SUL**

Santa Cruz do Sul

2017

Maria Eduarda Becker Schneider

**ESTUDO VOLTADO A IDENTIFICAR AS PROVÁVEIS CAUSAS DO  
DESLIZAMENTO DE UM TALUDE LOCALIZADO NO CAMPUS DA  
UNIVERSIDADE DE SANTA CRUZ DO SUL**

Trabalho de Conclusão apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade de Santa Cruz do Sul, para obtenção de título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Leandro Olivio Nervis

Santa Cruz do Sul

2017

## RESUMO

O presente trabalho de curso teve como objetivo identificar as prováveis causas do deslizamento de um talude localizado no Campus da Universidade de Santa Cruz do Sul, na cidade de Santa Cruz do Sul- RS. Complementarmente, foram apresentadas soluções para a estabilização do talude, voltadas a evitar novas ocorrências de rupturas. Os estudos envolveram levantamento topográfico, levantamento pluviométrico, coleta de amostras de solo deformadas e indeformadas, ensaios de laboratório (caracterização e cisalhamento direto) e análises de estabilidade do talude. Nessas análises, verificou-se primeiramente o Fator de Segurança (FS) para um perfil sem a presença de Nível d'água (NA) e na sequência com fluxo de água parcial. Por último foi buscada através de cálculos qual a altura do NA correspondente a um FS de 1,00 (situação de colapso). Após essas análises foi possível verificar que a provável causa da ruptura do talude estudado foi uma elevação significativa do NA, por conta de uma precipitação expressiva, levando em conta que o terreno já poderia estar em uma condição prévia de umidade elevada. Essa elevação resultou na perda da coesão aparente do solo e no surgimento de poropressões, ambos impactando na queda da resistência ao cisalhamento, que juntamente com o ligeiro aumento do peso do talude, foi decisivo para que ocorresse a ruptura. Os resultados tornaram evidente que é imprescindível a implantação de sistemas de drenagens superficiais e profundas em toda a extensão do talude. Levando em conta que no talude em estudo, depois de ocorrido as rupturas foram instaladas canaletas e escadarias hidráulicas, para complementar e obter melhores resultados é recomendada também a instalação de trincheiras drenantes.

**Palavras chaves:** rupturas; análises de estabilidade; fator de segurança; fluxo de água; sistemas de drenagens.

*Aos meus pais, Luciane e Vildinei,  
pela dedicação, apoio e amor  
incondicionais*

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço primeiramente àqueles aos quais dediquei esse trabalho, meus pais, Luciane e Vildinei, que com o seu amor e educação, tornaram possível, através de muito esforço e dedicação, o sonho de acesso a um curso superior e a realização de estar inserida no universo da Engenharia Civil.

Agradeço também ao meu irmão, Vinicius, pelo apoio em todas as horas.

Quero agradecer aos mestres que foram fundamentais para que essa jornada fosse percorrida, sempre me auxiliaram e me guiaram para o caminho da pesquisa.

Gostaria de agradecer em especial, ao meu orientador, Leandro Olivio Nervis, por seu empenho e auxílio na realização do presente trabalho, sempre me auxiliando nos momentos de coleta, nos ensaios e nas análises de resultados. Seu auxílio foi fundamental, também foi uma honra tê-lo como professor, pois é um grande incentivador da pesquisa.

Agradeço também ao mestre José Antônio Rohlfes Jr, por todos os ensinamentos transmitidos ao longo da graduação e do período pelo qual fui bolsista no laboratório de Solos, por sempre me incentivar, pela amizade e amparo nas horas de dúvidas e decisões e por não medir esforços para me ajuda na realização dos ensaios do presente trabalho.

Agradeço imensamente aos meus amigos Rafael Henn e Henrique Eichner, pelo auxílio nas coletas de solo e nos ensaios de laboratório, vocês foram fundamentais para a conclusão do presente trabalho, agradeço também pelo convívio ao longo desses anos em que fui bolsista no laboratório de Solos e Pavimentação.

A Engenheira Mariana da Silva Carretta, pro todo apoio durante a execução desse trabalho e por sempre compartilhar experiências, dais foram fundamentais ao longo desta jornada.

A todos os meus amigos que sempre compreenderam os momentos em que me fiz ausente para realização do presente trabalho, pelo companheirismo e amizade.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Ciclo de formação das rochas	14
Figura 2- Curva de distribuição granulométrica do solo	18
Figura 3 - Limite de Líquidos e Limite de Plasticidade	19
Figura 4 - Modelo de classificação textural	22
Figura 5- Cisalhamento direto	27
Figura 6 – Lamela de Bishop	32
Figura 7 – Seção de um talude infinito com superfície de ruptura planar	33
Figura 8 – Local em estudo	40
Figura 9 - Mapa ilustrativo da UNISC com localização do talude	41
Figura 10- Localização do talude estudado na cidade de Santa Cruz do Sul - RS	41
Figura 11 - Localização da cidade de Santa Cruz do Sul no mapa geomorfológico do Rio Grande do Sul	42
Figura 12 - Localização do local em estudo no mapa geológico do Estado do Rio Grande do Sul	43
Figura 13 - Levantamento pluviométrico registrado na estação de meteorologia de Santa Cruz do Sul no ano de 2016.	43
Figura 14 - Levantamento pluviométrico registrado na estação de meteorologia de Santa Cruz do Sul no ano de 2015.	44
Figura 15 – Realização dos furos de sondagem através do trado manual	44
Figura 16- Conjunto moto-mecanizado realizando a sondagem	45
Figura 17 – Broca que realizou a sondagem mecânica.	46
Figura 18 - Planta Planialtimétrica do local em estudo	46
Figura 19 - Material coletado com o auxílio do trado manual	47
Figura 20 - Preparação do local para coleta do bloco	48
Figura 21 - Bloco pronto após escavação	48
Figura 22 – Aplicação da parafina no bloco	49
Figura 23 - Blocos após aplicação de parafina e tecido, envolto com plástico filme	49
Figura 24 - Etapa de granulometria através da sedimentação	51
Figura 25 - Etapa de peneiramento com o auxílio do agitador mecânico	51
Figura 26 – Material para realização do ensaio de Limite de Líquidez (LL)	52
Figura 27 - Material para realização do ensaio de Limite de Plasticidade (LP)	53
Figura 28 – Picnômetro mais água mais solo até a marca determinada	54

Figura 29- Retirada da amostra do bloco indeformado para o ensaio de cisalhamento direto	55
Figura 30- Amostra e equipamentos para a realização do ensaio	56
Figura 31 - Amostra após o cisalhamento	56
Figura 32 – Conjunto de equipamentos do ensaio de cisalhamento direto	56
Figura 33 – Planta planialtimétrica com posições dos perfis	57
Figura 34 - Perfil A do talude em estudo	58
Figura 35 - Perfil B do talude em estudo	58
Figura 36 – Perfil B com localização e dados da sondagem mecânica	59
Figura 37 - Perfil B com localização e dados da sondagem a trado	59
Figura 38 – Perfil A e B sobrepostos do talude em estudo	60
Figura 39 – Curva granulométrica dos solos	61
Figura 40 – Gráfico Tensão Cisalhante x Deformação Horizontal – na umidade de campo	63
Figura 41 - Gráfico Tensão Cisalhante x Deformação Horizontal – inudado	64
Figura 42 – Envoltórias de resistência ao cisalhamento	64
Figura 43 – Seção do talude na umidade natural sem NA	67
Figura 44 - Seção do talude com solo saturado e elevação parcial do NA	68
Figura 45 - Seção do talude considerando FS=1,00	69
Figura 46 – Trincheira drenante	71

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Índices de Atterberg de alguns solos brasileiros .....	20
Tabela 2 - Classificação do índice de plasticidade (IP) .....	20
Tabela 3 - Tabela de classificação de solos da AASHTO .....	23
Tabela 4- Tabela do Sistema Unificado de classificação de solos .....	24
Tabela 5 – Nível de segurança desejado contra a perda de vidas humanas .....	35
Tabela 6 – Nível de segurança desejado contra danos materiais e ambientais.....	35
Tabela 8 – Tabela com tempo de ensaio para cada tipo de solo .....	54
Tabela 9 – Composição granulométrica dos solos.....	62
Tabela 10 - Índices físicos dos corpos de prova ensaiados e parâmetros de resistência do solo – umidade de campo .....	65
Tabela 11 - Índices físicos dos corpos de prova ensaiados e parâmetros de resistência do solo – inundado .....	65



## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO</b>	<b>11</b>
1.1 Área e limitação do tema	11
1.2 Justificativa	12
1.3 Objetivos	12
1.3.1 Objetivo geral	12
1.3.2 Objetivos específicos	13
<b>2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b>	<b>14</b>
2.1 Geologia	14
2.1.1 Rochas ígneas	15
2.1.2 Rochas sedimentares	15
2.1.3 Rochas metamórficas	15
2.2 Origem e formação dos solos	16
2.3 Pedologia	16
2.4 Caracterização do solo	17
2.4.1 Granulometria do solo	17
2.4.1.1 Processo de peneiramento	17
2.4.2 Limites de Atterberg	19
2.4.3 Massa específica dos grãos do solo	21
2.5 Classificação do Solo	21
2.5.1 Classificação textural	21
2.5.2 Sistema de classificação da AASHTO	22
2.5.3 Sistema unificado de classificação de solos	24
2.6 Resistência ao Cisalhamento dos Solos	24
2.6.1 Tipos de ensaios para obtenção de parâmetros de resistência ao cisalhamento de solos	25
2.6.1.1 Ensaio de cisalhamento direto	26
2.6.1.2 Compressão triaxial	27
2.6.1.3 Compressão simples	28
2.7 Estabilidade de Taludes	28
2.7.1 Principais tipos de movimentos de massas	29

<b>2.7.2 Causas de ruptura</b>	<b>29</b>
<b>2.7.2.1 Causas internas de ruptura</b>	<b>30</b>
<b>2.7.2.2 Causas externas de ruptura</b>	<b>31</b>
<b>2.7.3 Principais métodos para análise de estabilidade de um talude</b>	<b>32</b>
<b>2.7.3.1 Taludes finitos</b>	<b>32</b>
<b>2.7.3.2 Taludes infinitos</b>	<b>33</b>
<b>2.7.4 Fatores de segurança exigidos pela Norma Brasileira</b>	<b>34</b>
<b>2.7.5 Interferência da água na estabilidade</b>	<b>36</b>
<b>2.7.6 Retroanálise</b>	<b>36</b>
<b>2.7.7 Medidas de estabilização de taludes</b>	<b>37</b>
<b>2.8 Prospecções geotécnica</b>	<b>38</b>
<b>2.8.1 Sondagem a trado</b>	<b>3838</b>
<b>2.8.1.2 Trados manuais</b>	<b>38</b>
<b>2.8.1.3 Trados mecanizados</b>	<b>38</b>
<b>2.8.2 Coleta de amostras</b>	<b>39</b>
<b>2.8.2.1 Deformada</b>	<b>39</b>
<b>2.8.2.2 Indeformada</b>	<b>39</b>
<b>3 METODOLOGIA</b>	<b>40</b>
<b>3.1 Descrição física do local em estudo</b>	<b>40</b>
<b>3.2 Enquadramento geológico do local em estudo</b>	<b>42</b>
<b>3.3 Dados pluviométricos do local</b>	<b>43</b>
<b>3.4 Realização de sondagem a trado</b>	<b>44</b>
<b>3.5 Sondagem mecânica</b>	<b>45</b>
<b>3.6 Levantamento topográfico</b>	<b>46</b>
<b>3.7 Coleta de amostras deformadas de solo</b>	<b>47</b>
<b>3.8 Coleta de amostras indeformadas de solo</b>	<b>47</b>
<b>3.9 Ensaios de laboratório</b>	<b>50</b>
<b>3.9.1 Caracterização</b>	<b>50</b>
<b>3.9.1.1 Granulometria</b>	<b>50</b>
<b>3.9.1.2 Limite de Liquidez</b>	<b>51</b>
<b>3.9.1.3 Limite de Plasticidade</b>	<b>52</b>
<b>3.9.1.4 Massa específica dos grãos</b>	<b>53</b>
<b>3.9.2 Cisalhamento direto</b>	<b>54</b>
<b>4 PERFIS GEOTÉCNICOS DO TALUDE EM ESTUDO</b>	<b>57</b>

<b>5 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO</b>	<b>61</b>
<b>5.1 Caracterização dos solos</b>	<b>61</b>
<b>5.2 Cisalhamento direto</b>	<b>63</b>
<b>6 ANÁLISE DE ESTABILIDADE</b>	<b>67</b>
<b>6.1 Análise do talude na umidade natural</b>	<b>67</b>
<b>6.2 Análise do talude com inundação (Saturação sem fluxo)</b>	<b>68</b>
<b>6.3 Análise do talude com fluxo de água parcial, buscando-se <math>H_w c/ FS=1,00</math></b>	<b>69</b>
<b>7 MEDIDAS DE ESTABILIZAÇÃO VOLTADAS A EVITAR A PROGRESSÃO DA RUPTURA</b>	<b>70</b>
<b>8 CONCLUSÕES</b>	<b>72</b>
<b>REFERÊNCIAS</b>	<b>73</b>



## **1 INTRODUÇÃO**

A instabilidade de taludes é um dos principais problemas da engenharia geotécnica. Independentemente dos progressos que são realizados e a compreensão dos mecanismos de ruptura de um talude, as análises têm sido insuficientes para que se possa evitar uma série de patologias em taludes naturais ou artificiais, o que pode causar grandes perdas de vidas e propriedades.

Diversos pesquisadores vêm dedicando seu tempo e esforço para ter uma melhor compreensão da estabilidade de taludes. Vários métodos foram concebidos com a intenção de assim simplificar a análise da estabilidade de taludes. Esses métodos convencionais são baseados no conceito de equilíbrio limite, o qual possui vários pressupostos voltados a atender o equilíbrio de forças e momentos na definição do Fator de Segurança (FS).

Inúmeras pesquisas vêm mostrando que os pontos da superfície de deslizamento não falham concomitantemente no estado crítico, sendo a ruptura progressiva, e a conduta do solo é dependente ou influenciado pelos seguintes fatores: tensões, relação tensão-deformação, continuação de construção de um aterro ou escavação de um talude.

Outro aspecto muito importante na análise de estabilidade de taludes são as considerações das rotações das tensões principais no decorrer da superfície de ruptura principalmente nos solos moles, assim como no caso de argilas adensadas, quando a resistência não drenada diminui à medida que a direção da tensão maior se desvia da vertical.

Para se determinar as situações e prováveis causas do rompimento de um talude é necessário fazer uma investigação geotécnica e analisar as hipóteses levando em conta diversos fatores. Após feito o diagnóstico das causas fica viável a sugestão de alternativas para a estabilização ou restauração do talude.

### **1.1 Área e limitação do tema**

O presente trabalho de curso tem a área de engenharia geotécnica como sua principal referência, assim sendo aplicados os princípios da mecânica dos solos e estabilidade de taludes naturais e de escavação, com isso podendo identificar e classificar os movimentos de terra ocorridos no local em que o estudo foi feito.

Após ser identificado e classificado o problema foi apresentada uma proposta de estabilização do maciço de terra.

## **1.2 Justificativa**

O rompimento de taludes ou movimento de massas é algo que ocorre com muita frequência. Por esse motivo, estudos sobre esse assunto têm sido muito frequentes, não apenas pela importância como responsável ativo na evolução das diversas formas de relevo, assim como seus empregos nas implicações práticas e de sua relevância no que se refere aos pontos de vista econômicos, ambientais e de perdas de vidas.

Ao falar do termo movimento de massas se abrange qualquer movimento coletivo de alguns materiais tanto rochosos e/ou terrosos, isso independe da causa, forma, velocidade e outras características. Quando acontece um fenômeno como esse, de grandes ou pequenas proporções, eles podem ser sinônimos de grandes catástrofes, podendo caracterizar perdas financeiras e até de vidas.

Foram constatadas em 2016 várias rupturas nos taludes do entorno da face norte do anel viário do campus da UNISC, sendo alguns já restaurados. Uma dessas rupturas, ainda não restaurada, foi estudada, supondo que ela seja representativa das demais rupturas, com a finalidade de identificar as causas dos movimentos e apontar soluções para evitar novas ocorrências de rupturas, as quais geram transtornos principalmente estéticos e econômicos para a Universidade.

## **1.3 Objetivos**

### **1.3.1 Objetivo geral**

O presente trabalho tem por objetivo geral identificar as prováveis causas do deslizamento de um talude localizado no Campus da Universidade de Santa Cruz do Sul, na cidade de Santa Cruz do Sul- RS. Complementarmente, serão apresentadas soluções para a estabilização do talude, voltadas a evitar novas ocorrências de rupturas.

### 1.3.2 Objetivos específicos

Os objetivos específicos da pesquisa são os seguintes:

- Caracterização da geometria do talude antes e depois da ruptura através de levantamento topográfico;
- Reformulação da geometria original do talude antes de acontecer a ruptura;
- Realização de sondagens a trado para identificar a estratigrafia do terreno;
- Realização de coleta de amostras deformadas e indeformadas de solo para a realização de ensaios de laboratório;
- Realização dos ensaios de laboratório, possibilitando efetuar a caracterização e classificação dos solos em estudo e obter parâmetros de resistência;
- Execução das análises de estabilidade de talude, incluindo processo de retroanálise.
- Propor soluções para evitar novas rupturas.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

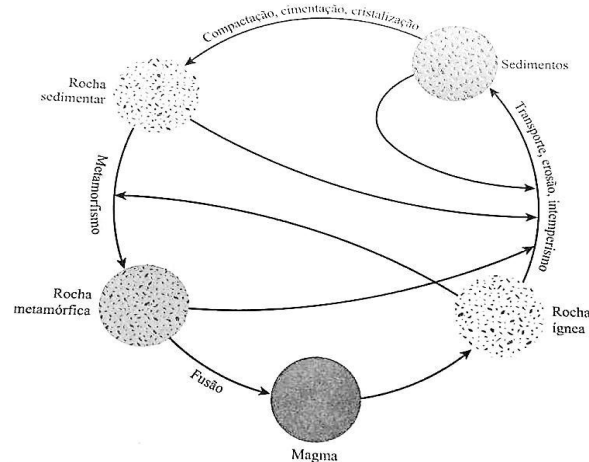
### 2.1 Geologia

Os principais fatores de formação dos solos são os materiais de origem, tempo, clima, organismos e relevo. Segundo Das (2011), os solos contém minerais provenientes das rochas e minerais formados da alteração dos minerais primários.

Alguns processos geológicos não ocorrem isoladamente, ou seja, eles são interligados. Assim, os sedimentos quando acumulados podem se consolidar e formar as rochas sedimentares. Com o aumento de pressão e temperatura essas rochas podem se transformar em rochas metamórficas. Aumentando ainda mais a pressão e a temperatura, as rochas podem originar o magma, assim dando início ao magmatismo (DAS, 2011).

O magma no interior da crosta pode atingir a superfície, assim se resfriando rapidamente o que pode formar as rochas vulcânicas. Se for resfriado em profundidade ocasiona a formação de rochas plutônicas. Os processos de desagregação e decomposição de rochas por ação do vento, gelo, água e organismos formam o intemperismo (DAS, 2011). A Figura 1 ilustra o ciclo de formação de diferentes tipos de rochas e os processos a qual são associados, assim sendo chamado de ciclo das rochas.

**Figura 1 - Ciclo de formação das rochas**



Fonte: Das, 2011



A origem das rochas pode ser dividida em três tipos básicos: ígneas, sedimentares e metamórficas (DAS 2011).

### **2.1.1 Rochas ígneas**

Conforme Das (2011) as rochas ígneas são formadas pela solidificação de magma expelido pelo manto terrestre. Para classificar esse tipo de rocha depende de fatores como a taxa de resfriamento e a composição do magma. A proporção de minerais que tem disponível no magma faz com que sejam formados diferentes tipos de rochas ígneas como o granito, o gabro e o basalto.

### **2.1.2 Rochas sedimentares**

As rochas sedimentares são consequências de depósitos de pedregulhos, areia, silte e argila os quais são resultantes do intemperismo. Ao longo do tempo, esses depósitos podem ser compactados pela sobrecarga de pressão e cimentados por agentes como a calcita, a dolomita e quartzo. A cimentação é causada por agentes que geralmente são carregados em forma de solução pelas águas subterrâneas.

Esse tipo de rocha pode ser formado também por processos químicos, os quais são classificados como rochas sedimentares químicas. Tem-se como exemplos de rochas sedimentares o arenito, o siltito, o argilito e o folhelho.

### **2.1.3 Rochas metamórficas**

Segundo Das (2011), o metamorfismo é a alteração da composição e textura das rochas em função do calor e da pressão exercida. No decorrer da metamorfose os novos minerais são formados e assim os grãos são cisalhados, determinando uma textura foliada à rocha. O metamorfismo de grau elevado forma o gnaisse. Já o metamorfismo de grau baixo forma a ardósia.

## 2.2 Origem e formação dos solos

Segundo Caputo (2015), os solos são materiais resultantes do intemperismo ou meteorização das rochas, por decomposição química ou fragmentação mecânica.

A fragmentação mecânica ocorre através de agentes como água, temperatura, vegetação e vento, assim formando os pedregulhos e areias (partículas grossas) e até mesmo os siltes (partículas intermediárias) e, apenas em condições específicas, as argilas (partículas finas).

Já a decomposição química é o processo onde há modificação química ou mineralógica das rochas em que se originam. A água é o principal agente e os mecanismos de ataque mais importantes são a oxidação, a hidratação, a carbonização e os efeitos químicos da vegetação. Normalmente esses processos atuam concomitantemente; dependendo dos locais e condições climáticas, eles têm predominância uns sobre os outros. Assim o solo é uma função da rocha-mãe e dos diversos agentes de modificação.

## 2.3 Pedologia

Pedologia assim se denomina, segundo Caputo (2015), a ciência que tem por objeto o estudo das camadas superficiais da crosta terrestre, particularmente a sua classificação e formação, ainda levando em conta os agentes climatológicos. Através da Pedologia que o solo passou a ser entendido como uma camada viva, que recobre a superfície terrestre assim estando em constante evolução proveniente da modificação das rochas e de processos pedogenéticos resultantes de agentes químicos, físicos ou biológicos (SALOMÃO E ANTUNES, 1998).

Caputo (2015) destaca que, segundo os pedologistas, a formação de um solo é função da rocha de origem, da ação dos organismos vivos, do clima, da fisiografia e do tempo. Na pedologia as camadas constituintes de um perfil são denominadas horizontes e designam-se pelas letras A (camada superficial), B (subsolo) e C (camada profunda).

## **2.4 Caracterização do solo**

Graig (2007) afirma que é fundamental que exista uma linguagem padrão para a descrição dos solos. Para uma descrição abrangente devem ser incluídas tanto as características do material do solo como a da massa de solo. Ao se determinar as características de uma amostra de solo devem ser levadas em conta suas principais propriedades como a distribuição de tamanho das partículas (ou graduação) e a plasticidade, assim podendo se deduzir o nome do solo estudado. Assim sendo, é de extrema importância fazer a distinção entre a descrição do solo e a classificação do solo. A descrição inclui vários detalhes do material como as características da massa de solo, portanto é provável que dois solos quaisquer tenham descrições idênticas. Na classificação dos solos, por outro lado, é encaixado em vários grupos baseados apenas nas características do material. Com isso a classificação é independente da condição *in situ* da massa de solo.

### **2.4.1 Granulometria do solo**

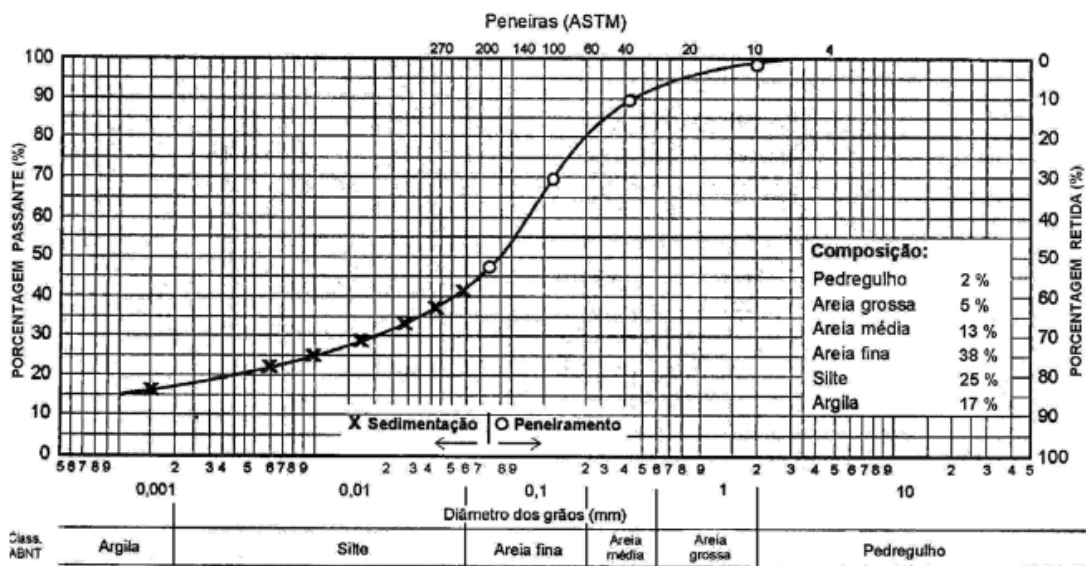
Para analisar a distribuição dos grãos que compõem um solo é necessário fazer uma análise granulométrica, o que nada mais é do que definir a primeira característica de diferenciação de um solo. Conforme Das (2011), existem dois métodos que são utilizados para a realização da análise granulométrica dos solos. Peneiramento é o primeiro, o qual define as partículas de diâmetros com abertura maior que 0,075mm. O segundo método é o ensaio de sedimentação, que tem função de definir as partículas menores que 0,075mm. A norma que regulamenta esses ensaios no Brasil é a NBR 7181:1984.

#### **2.4.1.1 Processo de peneiramento**

Pinto (2006) afirma que a análise por peneiramento tem a abertura da malha da peneira como limitação, a qual não pode ser muito pequena quanto o diâmetro de interesse. A peneira de menor diâmetro que é normalmente utilizada é a de nº 200, com abertura de 0,075mm. Ainda existem peneiras mais finas utilizadas para estudos mais detalhados, as quais não são muito resistentes por esse motivo também não são utilizadas.

A “porcentagem que passa” é o peso do material que passa em cada peneira, que se refere ao peso seco da amostra, e o qual é representado graficamente em função do tamanho da abertura da peneira representado em escala logarítmica, conforme mostra a Figura 2. O “diâmetro” das partículas é a abertura nominal da peneira, assim tratando-se de um diâmetro equivalente, pois as partículas não são esféricas (PINTO, 2006).

**Figura 2- Curva de distribuição granulométrica do solo**



Fonte: Adaptado de Pinto, 2006.

Sempre que houver interesse no conhecimento da granulometria da parte mais fina do solo, adota-se uma técnica denominada sedimentação, a qual tem base na Lei de Stokes. Esse ensaio tem como base o princípio da sedimentação dos grãos de solo na água.

Ao dispersar uma amostra de solo na água, as partículas possuem velocidades diferentes de sedimentação, a qual depende do tamanho, forma, peso e viscosidade da água (DAS, 2011).

Após a realização da sedimentação, é feita uma lavagem do solo na peneira de abertura 0,075mm. A seguir, o material retido é levado até a estufa para que assim se obtenha a porção que será usada para o peneiramento fino. O mesmo requer que o material passe por algumas peneiras que possuem as seguintes aberturas 1,2; 0,6; 0,42; 0,25; 0,15; 0,075 mm. Na sequência, é necessário anotar com resolução

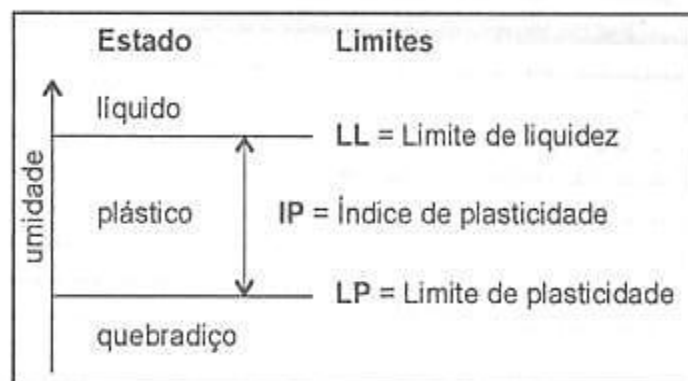
de 0,01 g as massas retidas acumuladas em cada peneira, para que assim seja possível a obtenção da curva granulométrica do solo.

### 2.4.2 Limites de Atterberg

Ao procurar um procedimento mais prático para diagnosticar a influência das partículas argilosas num solo, foram concebidos os ensaios de índices propostos pelo engenheiro químico Atterberg. Assim, esses limites são baseados na constatação de que o solo argiloso pode apresentar aspectos bem distintos conforme seu teor de umidade. Estando em um estado muito úmido ele se comporta como um líquido e quando perde parte de sua água fica muito plástico e ao ficar mais seco torna-se quebradiço (PINTO, 2006).

Pinto (2006) ainda afirma que os teores de umidades são correspondentes às mudanças de estado são definidos como Limite de Líquides (LL) e Limite de Plasticidade (LP), como mostra a Figura 3. Assim ao diferenciar esses dois limites, são obtidas as faixas de valores em que o solo se apresenta plástico, o qual é definido como Índice de Plasticidade (IP) do solo.

**Figura 3 - Limite de Líquides e Limite de Plasticidade**



Fonte: Pinto, 2006

O Limite de Liquidez é estabelecido como o teor de umidade do solo com o qual é feita uma ranhura e aplicado 25 golpes para se fechar em uma concha. São realizadas diversas tentativas, com o solo em diferentes umidades para fechar a ranhura, sendo assim possível obter o limite pela interpolação dos resultados.

O Limite de Plasticidade é determinado como o menor teor de umidade com o qual se consegue moldar um cilindro com 3 mm de diâmetro. Deve-se notar que a passagem de um estado para outro ocorre de forma gradativa, assim variando com a umidade (PINTO, 2006). Na Tabela 1 é possível verificar alguns índices de Atterberg de alguns solos brasileiros. Na tabela 2 é apresentada a classificação de Burmister (1949) *apud* Das (2011) quanto a plasticidade do solo.

**Tabela 1 - Índices de Atterberg de alguns solos brasileiros**

Solos	LL %	IP %
Residuais de arenito (arenosos finos)	29-44	11-20
Residual de gnaiss	45-55	20-25
Residual de basalto	45-70	20-30
Residual de granito	45-55	14-18
Argilas orgânicas de várzeas quaternárias	70	30
Argilas orgânicas de baixadas litorâneas	120	80
Argila porosa vermelha de São Paulo	65 a 85	25 a 40
Argilas variegadas de São Paulo	40 a 80	15 a 45
Areias argilosas variegadas de São Paulo	20 a 40	5 a 15
Argilas duras, cinzas de São Paulo	64	42

Fonte: Pinto, 2006

**Tabela 2 - Classificação do índice de plasticidade (IP)**

IP	Descrição
0	Não plástico
1-5	Ligeiramente plástico
5-10	Plasticidade baixa
10-20	Plasticidade média
20-40	Plasticidade alta
> 40	Plasticidade muito alta

Fonte: Das, 2011

### **2.4.3 Massa específica dos grãos do solo**

Pinto (2006) afirma que a massa específica dos grãos é a relação entre as partículas sólidas e o volume ocupado pelos grãos. Em laboratório é possível determinar a massa específica para cada solo em estudo com base na NBR 6508:1984.

Esse ensaio é basicamente a comparação de pesos, do picnômetro calibrado, o qual contém água destilada até a uma marca demarcatória, com o peso do picnômetro com água e solo até a mesma marca demarcatória. Com a temperatura de suspensão de ambos é possível fazer a correção em função da curva de calibração do picnômetro. O peso específico real dos grãos de um solo não costuma variar muito seus valores ficam em torno de  $27 \text{ kN/m}^3$ . Areias costumam apresentar pesos específicos em torno de  $26,5 \text{ kN/m}^3$  e argilas lateríticas, em virtude da deposição de sais de ferro possuem valores de até  $30 \text{ kN/m}^3$  (PINTO, 2006).

## **2.5 Classificação do Solo**

Para Das (2011) solos distintos com características semelhantes podem ser classificados em grupos e subgrupos diferentes, conforme seu comportamento. A grande maioria dos sistemas de classificação foi desenvolvida com intuito de ter como base propriedades de índices simples aplicados na engenharia.

Existem diversos sistemas de classificação em uso, a grande maioria não é totalmente definitiva, pois existem uma grande diversidade de solo e cada um com sua propriedade.

### **2.5.1 Classificação textural**

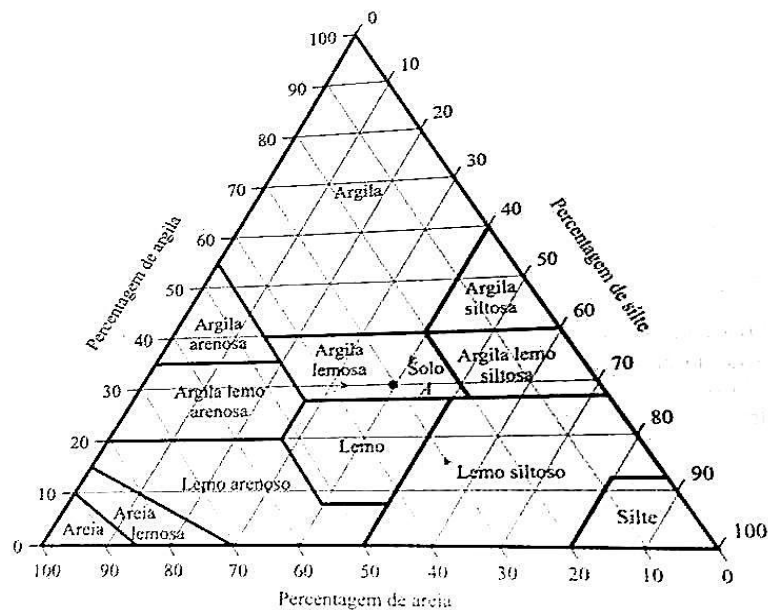
A textura dos solos é referente à aparência de sua superfície e tem grande influência pelo tamanho das partículas individuais que constam no solo. Na classificação textural, os solos são denominados a partir dos seus componentes principais como argila siltosa, argila arenosa e outros (DAS, 2011).

Das (2011) ainda afirma que antigamente foram desenvolvidos variados sistemas de classificação textural por diversas organizações, com o intuito de atender as suas necessidades individuais, sendo muito deles são utilizados até hoje.

Na Figura 4 é possível analisar um modelo desenvolvido pelo Departamento de Agricultura dos Estados Unidos (USDA). Esse sistema tem como base os limites de granulometria.

- Tamanho da partícula de areia: 2,0 a 0,05 mm de diâmetro.
- Tamanho da partícula de silte: 0,05 a 0,002 mm de diâmetro.
- Tamanho da partícula de argila: menos que 0,002 de diâmetro.

**Figura 4 - Modelo de classificação textural**



Fonte: Das, 2011

### 2.5.2 Sistema de classificação da AASHTO

O sistema de classificação de solo da AASHTO, o qual foi desenvolvido em 1929, já passou por diversas revisões e sua versão atual é mostrada na Tabela 3. Nesta classificação o solo é dividido em sete grandes grupos: A-1 a A-7.

Assim os solos que pertencem aos grupos A-1, A-2 e A-3 são materiais granulares que possuem 35% ou menos de partículas passantes pela peneira nº 200. Já os solos que passa mais de 35% das partículas na mesma peneira são pertencentes aos grupos A-4, A-5, A-6 e A-7. Esse sistema possui três critérios para efetuar a classificação (DAS, 2011):



- Tamanho dos grãos: Pedregulho, fração que passa na peneira com abertura 75mm e fica retido na 2 mm; Areia, fração que passa na peneira 2mm e fica retido na 0,075mm; Silte e argila, fração que passa na 0,075mm.

- Plasticidade: O termo siltoso é aplicado quando as frações finas do solo têm um índice de plasticidade menos que 10, já os argilosos têm um índice de plasticidade maior ou igual a 11.

- Se seixos e pedras: registra-se sua presença, mas são excluídos para classificação.

Das (2011) explica que ao classificar os solos de acordo com a tabela da AASHTO, é necessário aplicar os dados da esquerda para a direita, assim fazendo um processo de eliminação no qual os dados de ensaios se enquadram.

**Tabela 3 - Tabela de classificação de solos da AASHTO**

**CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS: Sugestão do Highway Research Board-HRB adotada pela AASHTO**

Classificação Geral	Materiais granulares (35% ou menos passando na peneira nº 200)							Materiais siltosos e argilosos (mais de 35% passando na peneira nº 200)			
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				
Peneiração: % que passa: Nº 10 Nº 40 Nº 200 (p)	50 máx. 30 máx. 15 máx.	50 máx. 25 máx.	51 mín. 10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	36 mín.	36 mín.	36 mín.	36 mín.
Características da fração que passa nº 40 Limite de Liquidez - LL (%) Índice de Plasticidade IP (%)				40 máx. 10 máx.	41 mín. 10 máx.	40 máx. 11 mín.	41 mín. 11 mín.	40 máx. 10 máx.	41 mín. 10 máx.	40 máx. 11 mín.	41 mín. 11 mín.
Índice de Grupo	0		0	0		4 máx.		8 máx.	12 máx.	16 máx.	20 máx.
Materiais que predominam	Pedra Britada pedregulho e areia		Areia fina	Areia e areia silosa ou argilosa				Solos Siltosos		Solos argilosos	
Comportamento geral como subleito	Excelente a bom							Fraco a pobre			

**Processo de classificação:** Com os dados de laboratório, iniciar a classificação da esquerda para a direita, por eliminação.

O primeiro grupo da esquerda que satisfizer os dados será o grupo procurado.

**SOLOS A-7:** Se  $IP \leq LL - 30$ , será A-7-5; Se  $IP > LL - 30$ , será A-7-6.

**Índice de Grupo (IG):**  $IG = 0,2 \cdot a + 0,005 \cdot a \cdot c + 0,01 \cdot b \cdot d$

Onde:

p: teor de silte + argila do solo, ou seja, a porcentagem que passa na peneira nº 200.

$a = p - 35$  (se  $p > 75\%$ , adota-se 75 e se  $p < 35\%$ , adota-se 35)

$b = p - 15$  (se  $p > 55\%$ , adota-se 55 e se  $p < 15\%$ , adota-se 15)

$c = LL - 40$  (se  $LL > 60\%$ , adota-se 60 e se  $LL < 40\%$ , adota-se 40)

$d = IP - 10$  (se  $IP > 30$ , adota-se 30 e se  $IP < 10$ , adota-se 10)

$IG_{\min} = 0$   $IG_{\max} = 20$

IG - o resultado final obtido deve ser um nº inteiro - aproximação para o nº inteiro acima.

Fonte: SENÇO, 1997

### 2.5.3 Sistema unificado de classificação de solos

Esse sistema foi proposto por Casagrande em 1942 com o intuito de ser utilizado em trabalhos de construção em campos de aviação que foram implantados durante a Segunda Guerra Mundial. Nos dias de hoje é amplamente usado pelos engenheiros (DAS, 2011).

Duas grandes categorias podem ser classificadas por esse sistema, as quais podem ser visualizadas na Tabela 4. A primeira são os solos de granulação grossa, os quais são naturalmente pedregulho e areia, cujo material que passa na peneira nº 200 é menor que 50%. Já os solos de granulação fina são aqueles que passa 50% ou mais do material na peneira nº 200.

**Tabela 4- Tabela do Sistema Unificado de classificação de solos**

Critérios para atribuição dos símbolos de grupo				Símbolo de grupo
Solos grossos Mais de 50% de material retido na peneira N° 200	<b>Pedregulhos</b> Mais de 50% da fração grossa retida na peneira N° 4	Pedregulhos Puros	$C_u \geq 4$ e $1 \leq C_c \leq 3^c$	GW
		Menos de 5% de grãos finos <sup>d</sup>	$C_u < 4$ e/ou $1 > C_c > 3^c$	GP
		Pedregulhos com Finos	$IP < 4$ ou representado abaixo da linha "A" (Figura 4.2)	GM
		Mais de 12% de grãos finos <sup>d,e</sup>	$IP > 7$ e representado na ou acima da linha "A" (Figura 4.2)	GC
	<b>Arcias</b> 50% ou mais da fração grossa passam na peneira N° 4	Areias Puras	$C_u \geq 6$ e $1 \leq C_c \leq 3^c$	SW
			Menos de 5% de finos <sup>b</sup>	$C_u < 6$ e/ou $1 > C_c > 3^c$
Areias com Finos		$IP < 4$ ou representado abaixo da linha "A" (Figura 4.2)	SM	
		Mais de 12% de finos <sup>b,e</sup>	$IP > 7$ e representado na ou acima da linha "A" (Figura 4.2)	SC
Solos finos 50% ou mais passam na peneira N° 200	<b>Siltes e argilas</b> Limite de Liquidez inferior a 50	Inorgânico	$IP > 7$ e representado na ou acima da linha "A" (Figura 4.2) <sup>c</sup>	CL
		Orgânico	$IP < 4$ ou representado abaixo da linha "A" (Figura 4.2) <sup>c</sup>	ML
	<b>Siltes e argilas</b> Limite de liquidez 50 ou superior	Inorgânico	Limite de liquidez – seco em estufa < 0,75; veja a Figura 4.2; zona OL	OL
			Limite de liquidez – não seco	
		Orgânico	$IP$ representado na ou acima da linha "A" (Figura 4.2)	CH
			$IP$ representado abaixo da linha "A" (Figura 4.2)	MH
		Limite de liquidez – seco em estufa < 0,75; veja Figura 4.2; zona OH	OH	
		Limite de liquidez – não seco		
Solos Altamente Orgânicos	Matéria primariamente orgânica, de cor escura e odor orgânico			Pt

<sup>a</sup> Pedregulhos com 5 a 12% de finos requerem os símbolos duplos: GW-GM, GW-GC, GP-GM, GP-GC.

<sup>b</sup> Arcias com 5 a 12% de finos requerem os símbolos duplos: SW-SM, SW-SC, SP-SM, SP-SC.

$$^c C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}, \quad C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}}$$

<sup>d</sup> Se  $4 \leq IP \leq 7$  e é representado na área hachurada na Figura 4.2, use o símbolo duplo GC-GM ou SC-SM.

<sup>e</sup> Se  $4 \leq IP \leq 7$  e é representado na área hachurada na Figura 4.2, use o símbolo duplo CL-ML.

Fonte: Das, 2011

### 2.6 Resistência ao Cisalhamento dos Solos

Segundo Caputo (2015) a propriedade dos solos em suportar cargas e conservar sua estabilidade depende da resistência ao cisalhamento do solo. Quando uma massa se rompe é porque sua resistência foi excedida. A equação de Coulomb

(Equação 1) mostra que a resistência ao cisalhamento de um solo é formada basicamente por duas componentes: a “coesão” e o “atrito” entre as partículas.

$$\tau = c + \sigma' \tan \phi \quad (1)$$

onde:

$\tau$  = resistência ao cisalhamento;

$c$  = coesão;

$\phi$  = ângulo de atrito interno;

$\sigma'$  = tensão normal efetiva no plano de ruptura.

Das (2011) ainda explica que em 1900, Mohr apresentou a teoria para rupturas em materiais. Essa teoria afirma que o material se rompe devido ao conjunto de forças, a normal e de cisalhamento.

Mohr (1900) *apud* Das (2011) afirmou que um material se rompe em decorrência de uma combinação entre as forças normal e de cisalhamento, e não devido à máxima de uma dessas, expressando assim a relação entre as mesmas formando uma envoltória de ruptura definida por uma linha curva.

Pinto (2006) cita que tem que ser feita uma distinção entre a coesão verdadeira e a aparente. Chama-se coesão aparente pois quando o solo se encontra saturado uma parcela de sua resistência que é concedida pela coesão desaparece. Isso ocorre, pois a água elimina uma grande parcela de coesão aparente e assim começa a apresentar valores baixos de coesão total. Com isso o solo acaba passando a resistir devido às forças da coesão real e do atrito entre as partículas, que dependem do nível das tensões em que o solo está submetido, então se acontecer de a tensão efetiva ser nula, assim como a coesão do solo saturado, a sua resistência ao cisalhamento também será nula (CRAIG, 2007).

### **2.6.1 Tipos de ensaios para obtenção de parâmetros de resistência ao cisalhamento de solos**

A determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos é normalmente feita em laboratório, a partir dos seguintes ensaios:

- Cisalhamento Direto;
- Compressão Triaxial;
- Compressão Simples.

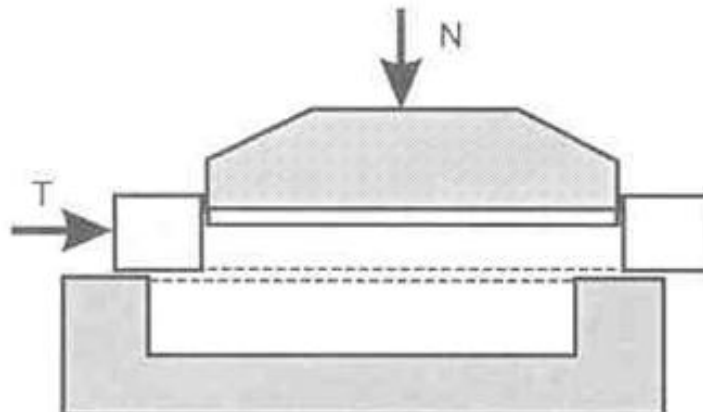
O preparo das amostras pode ser indeformada ou caso for deformada se deve reproduzir as condições que se pretende alcançar em obra.

### **2.6.1.1 Ensaio de cisalhamento direto**

Segundo Das (2011) o ensaio de cisalhamento direto é o mais antigo e mais simples método para obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento de um solo. O ensaio consiste em um conjunto de peças, incluindo a caixa metálica, na qual o corpo de prova de solo é colocado, a qual pode ter formatos quadrado ou circular, como mostra a Figura 5. Essa caixa é dividida horizontalmente em duas metades, na qual sofre a força normal aplicada no topo da caixa de cisalhamento e uma força cisalhante é aplicada na horizontal. Essa força é aplicada ao mover metade da caixa sobre a outra para assim provocar a ruptura no solo.

Conforme o equipamento que se tem é possível ter a tensão controlada ou a deformação controlada. Nos ensaios que tem a tensão controlada, a força cisalhante é aplicada em incrementos iguais até que o corpo de prova tenha rompido por completo. Essa ruptura ocorre ao longo do plano que divide a caixa de cisalhamento. O deslocamento do corpo de prova é medido com um extensômetro horizontal, assim como a altura do corpo de prova durante o ensaio também pode ser medida com um extensômetro na vertical da placa de carregamento superior (DAS, 2011).

Já nos ensaios de deformação controlada, é aplicada uma taxa constante de deslocamento cisalhante através de um motor que atua por meio de engrenagens. Assim, a taxa cisalhante de deslocamento é verificada por um extensômetro na horizontal e a força resistente ao cisalhamento do solo que corresponde a qualquer deslocamento é medida com um anel dinamométrico horizontal ou também por uma célula de carga. A variação de volume é verificada igual a do ensaio de tensão controlada (DAS, 2011).

**Figura 5- Cisalhamento direto**

Fonte: Pinto, 2006

### 2.6.1.2 Compressão triaxial

Das (2011) afirma que o ensaio de compressão triaxial é um dos mais confiáveis métodos disponíveis para se determinar parâmetros da resistência ao cisalhamento, sendo usado amplamente para ensaios de pesquisas e ensaios convencionais. Nesse ensaio é utilizado geralmente um corpo de prova (CP) com aproximadamente 50 mm de diâmetro e 100 mm de comprimento. O CP é envolto com uma membrana fina de borracha e colocado dentro de uma câmara cilíndrica, que usualmente é preenchida com água.

Assim, o corpo de prova fica submetido a uma pressão de confinamento por compressão do fluido da câmara. Logo após isso, é aplicada uma tensão axial por meio de uma haste de carregamento vertical, a qual provoca a ruptura por cisalhamento do corpo de prova. A tensão tem duas maneiras de ser aplicada. A primeira delas é a aplicação de pesos ou pressão hidráulica em incrementos iguais até a ruptura do corpo de prova. A segunda é por meio da aplicação da deformação axial com uma taxa constante, por intermédio de uma prensa de carregamento hidráulico ou mecânico.

Pretendendo reproduzir as diversas condições de solicitação existentes na prática, os ensaios de compressão triaxial foram classificados em três grupos: ensaio lento ou com drenagem, ensaio rápido ou sem drenagem e ensaio rápido com pré-adensamento (CAPUTO, 2015).

O ensaio lento ou com drenagem é representado pelo símbolo S (de “slow”), sendo que as suas tensões são aplicadas lentamente e com a válvula aberta. Dessa maneira, as poropressões serão constantemente desprezíveis. Assim, a água é expulsa por meio de uma placa porosa onde será levada para o exterior do molde e o controle da válvula da poropressão é feito com uma bureta existente no equipamento (CAPUTO, 2015).

Caputo (2015) expõe que o ensaio rápido ou sem drenagem é indicado pelo símbolo Q (de “quick”) e as tensões são aplicadas rapidamente e com a válvula fechada. Desse modo, será impossível a saída de água da amostra. Nesse caso em específico a amostra é apoiada sobre placa impermeável.

O ensaio pré-adensado possui os dois tipos de pressão já citadas anteriormente, sendo que uma delas é aplicada lentamente, como no ensaio lento ou com drenagem e a outra rapidamente como no caso do ensaio rápido ou sem drenagem (CAPUTO, 2015).

### **2.6.1.3 Compressão simples**

Caputo (2015) cita que o ensaio de compressão simples se trata de um caso especial de compressão triaxial. Uma amostra cilíndrica é colocada entre dois pratos de uma prensa, tomando-se assim uma altura igual a duas ou três vezes o diâmetro. Logo após isso é aplicada uma carga progressivamente, sendo a curva de tensão-deformação formada diretamente por um dispositivo do aparelho utilizado.

A resistência à compressão em função de um valor de coesão de um solo altamente coesivo é igual a sua metade, sendo esse resultado bastante expressivo e que se é obtido através do diagrama de Mohr.

## **2.7 Estabilidade de Taludes**

Para Caputo (2015) pode-se definir talude qualquer área inclinada constituída de um maciço de rocha ou solo, podendo ser natural, o qual é denominado encosta, ou ser um talude de corte ou aterro construído pelo homem.

Massad (2010) afirma que atualmente os métodos para análise de estabilidade de taludes são baseados na hipótese de ter equilíbrio em uma massa de solo, o qual é tomado como corpo rígido-plástico, na eminência de entrar em um

processo de escorregamento, sendo que a partir disso é que surge a denominação de métodos de equilíbrio-limite.

Observando os escorregamentos na natureza as análises passaram a levar em conta a massa de solo como um todo (Método do Circuito de Atrito), ou também subdivididas em lamelas (Método Sueco) e o método em cunhas (Método das Cunhas). E com base nos conhecimentos de suas forças atuantes é possível determinar as suas tensões de cisalhamento induzidas, isso por meio das equações de equilíbrio. Com isso, a análise termina com a comparação das tensões atuantes com a resistência ao cisalhamento do solo em estudo (MASSAD, 2010).

### **2.7.1 Principais tipos de movimentos de massas**

As rupturas são classificadas em cinco categorias principais, segundo Cruden e Varnes (1996):

- a) Queda - são os desprendimentos do solo e/ou de fragmentos de rocha que caem de um talude;
- b) Tombamento - são os movimentos de rotação à frente de um solo e/ou massas rochosas aproximadamente no eixo abaixo do centro de gravidade da rocha que está sendo deslocada;
- c) Escorregamentos (deslizamentos) – são movimentos descendentes de uma massa de solo, que se subdividem em rotacionais, translacionais e compostos;
- d) Expansões laterais (ou espalhamento) – é a forma de deslizamento que ocorre através da translação;
- e) Escoamentos/rastejos - são movimentos das massas de solo de forma similar à de fluidos viscosos.

### **2.7.2 Causas de ruptura**

Normalmente são considerados mecanismos de causas de uma ruptura a redução da resistência ao cisalhamento e o acréscimo de cargas aplicadas. Para Caputo (2015), a junção dos fatores em uma estação chuvosa, aumenta o peso específico do material e reduz significativamente a resistência ao cisalhamento. O motivo desse acontecimento é o aumento da poropressão o que pode deixar claro o

diagnóstico de escorregamentos nestes períodos e também a perda da coesão aparente.

### **2.7.2.1 Causas internas de ruptura**

#### **a) Efeitos térmicos**

Segundo Guidicini e Nieble (1983), as oscilações térmicas podem provocar variações de volume no maciço rochoso, o que pode ocasionar no destaque de blocos. Esse fenômeno pode ser de grande significância em condições climáticas em que predomine o intemperismo físico sobre o químico. Ainda tem que se levar em consideração que esse fenômeno na variação diurna de temperatura é uma das principais causas do processo de rastejo de um talude.

Guidicini e Nieble (1983) ainda citam que em um bloco de material sobre um plano inclinado, fará com que as contrações e dilatações de origem térmica corram simetricamente sobre o bloco.

As variações de comprimento podem ser muito pequenas, o que pode não haver deslocamento se elas resultarem em tensões de cisalhamento inferiores à tensão de fluência.

Se a tensão de cisalhamento for ultrapassada, pode ocorrer o deslocamento do talude por rastejo e se a resistência ao cisalhamento for ultrapassada assim ocorrerá o escorregamento (GUIDICINI E NIEBLE,1983).

#### **b) Diminuição de resistência por intemperismo**

Guidicini e Nieble (1983) afirmam que o processo de modificação por intemperismo pode levar ao enfraquecimento gradual do meio rochoso, isto ocorre, pois existe a remoção de alguns elementos solúveis dos minerais. Esse enfraquecimento significa uma diminuição dos parâmetros de resistência, a coesão e ângulo de atrito interno.

Esse processo de alteração das rochas pode formar zonas de materiais com características de permeabilidade bem diferentes, normalmente de forma paralela à superfície do talude. Quanto se tem camadas menos permeáveis intervalando com



camadas de mais permeabilidade, em que se dispõe de forma paralela, pode desenvolver elevadas pressões no talude, o que favorece a instabilidade das encostas (GUIDICINI E NIEBLE,1983).

### **2.7.2.2 Causas externas de ruptura**

#### **a) Mudanças na geometria**

A modificação das condições geométricas do maciço é uma das causas mais comuns e óbvias de instabilidade. Pode ocorrer tanto por excesso de sobrecarga na porção superior ou então retirando parte de sua massa na porção inferior (GUIDICINI E NIEBLE,1983).

Ainda, segundo os autores, o retaludamento que é executado para aumentar a estabilidade pode reduzir as forças solicitantes e também as forças que tenderão a ocasionar a ruptura.

Um dos erros mais constantes é a remoção de porções inferiores do talude, principalmente quando já se verificou algum movimento de massa. Isso ocorre, pois o ângulo de inclinação do talude é maior que o ângulo de atrito interno do material, o que evidencia a existência de empuxo passivo no maciço (GUIDICINI E NIEBLE,1983).

#### **b) Vibrações**

Alguns agentes como terremotos, ondas, explosões, tráfego intenso, cravação de estacas e operação de equipamentos de grande porte, transmitem vibrações ao substrato. As máquinas pesadas resultam em vibrações de alta frequência, assim a aceleração se torna um fator principal, pois resulta em um fator de força nociva que é resultante da vibração. Já os abalos sísmicos, ao contrário, sua frequência é baixa e o que predomina na aceleração do movimento é a amplitude da vibração, assim se tornando muito perigoso quando essa amplitude ultrapassa certos limites (GUIDICINI E NIEBLE,1983).

### 2.7.3 Principais métodos para análise de estabilidade de um talude

Gerscovich (2013) afirma que o método do equilíbrio-limite que é utilizado para analisar taludes tem como objetivo determinar o equilíbrio de uma massa ativa de solo em que pode ser delimitada por uma superfície que teve uma ruptura circular ou de outra geometria.

#### 2.7.3.1 Taludes finitos

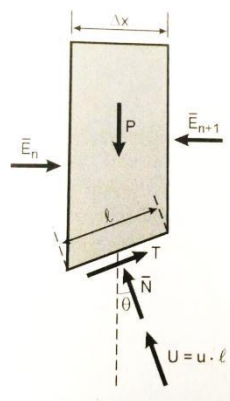
Para Das (2011), um talude finito, é aquele que tem a dimensão da altura crítica próxima ao valor da altura do talude, e Caputo (2015) afirma que os taludes finitos apresentam superfícies de ruptura plana ou curva.

Massad (2010) afirma que esse método do equilíbrio- limite contém diversas variantes, sendo a de maior importância o método sueco, onde inclui a análise de Fellenius e Bishop simplificado.

Para Gerscovich (2013) o método de Fellenius admite que o equilíbrio das forças em cada uma das fatias é feito nas direções tangenciais e normais na superfície da ruptura. Esses métodos são muito conservadores, o que tende a levar a valores baixos de Fator de Segurança.

Já no caso do método Bishop o equilíbrio das forças é realizado na direção vertical conforme Figura 6, e a solução é obtida de forma iterativa, pois o FS é apresentado dos dois lados da equação 2 (MASSAD, 2010).

**Figura 6 – Lamela de Bishop**



Fonte: Massad, 2010

$$\bar{N} = \frac{P - \mu \cdot \Delta x - \frac{c' \cdot \Delta x \cdot \text{tg} \theta}{F}}{\cos \theta + \frac{\text{tg} \Phi' \cdot \text{sen} \theta}{F}} \quad (2)$$

Guidicini e Nieble (1983) expõem que os métodos baseados no equilíbrio limite são os mais utilizados, pois a análise não pode ser mais complexa do que o nível de compreensão do próprio talude. Através desses métodos é possível prever que as forças que estão induzindo a ruptura são balanceadas pelos esforços resistentes, tendo como finalidade de comparação de diferentes condições de equilíbrio limite para a estabilização do talude, assim ficando definido através da equação 3 (DAS, 2011).

$$FS = \tau_f / \tau_d \quad (3)$$

onde:

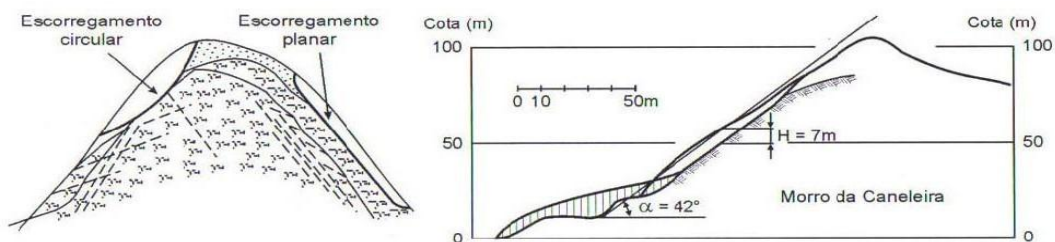
$\tau_f$  = resistência média ao cisalhamento do solo;

$\tau_d$  = tensão de cisalhamento média desenvolvida ao longo da superfície potencial de ruptura.

### 2.7.3.2 Taludes infinitos

Massad (2010), explica que os taludes que são caracterizados pela sua relação entre uma grande extensão confrontada a uma reduzida espessura do manto do solo são denominados taludes infinitos. E quando ocorre a ruptura ela é classificada como planar. A Figura 7 mostra um exemplo de talude infinito.

**Figura 7 – Seção de um talude infinito com superfície de ruptura planar**



Fonte: Massad, 2010

Os fatores de segurança para taludes denominados infinitos secos ou com fluxo de água podem ser obtidos através das equações 4 e 5, respectivamente.

$$FS = \frac{c}{\gamma H \cdot \cos^2 \beta \cdot \text{tg} \beta} + \frac{\text{tg} \phi}{\text{tg} \beta} \quad (4)$$

$$FS = \frac{c'}{\gamma_{\text{sat}} H \cdot \cos^2 \beta \cdot \text{tg} \beta} + \frac{(H \cdot \gamma_{\text{sat}} - H_w \cdot \gamma_w) \cdot \text{tg} \phi}{H \cdot \gamma_{\text{sat}} \cdot \text{tg} \beta} \quad (5)$$

onde:

$c$  = coesão total;

$\phi$  = ângulo de atrito interno na condição não saturada;

$c'$  = coesão real ou efetiva;

$\gamma$  = peso específico natural do solo;

$\gamma_{\text{sat}}$  = peso específico saturado do solo;

$H$  = espessura do talude;

$\beta$  = inclinação do talude;

$H_w$  = altura do nível de água em referência à potencial superfície de ruptura;

$\gamma_w$  = peso específico da água

$\phi'$  = ângulo de atrito interno efetivo.

#### 2.7.4 Fatores de segurança exigidos pela Norma Brasileira

Quando o Fator de Segurança for igual a 1,00, o talude estará em estado de ruptura iminente. Conforme a NBR 11682:2009 - Estabilidade de Taludes, o valor de FS recomendável, varia conforme o grau de segurança, que apresenta uma relação entre as perdas ambientais, de vidas humanas e perdas materiais.

Através da Tabela 5 é possível verificar os níveis de segurança desejados contra a perda de vidas humanas. Já na Tabela 6 são analisados os níveis para os danos materiais e ambientais. A Tabela 7 apresenta os fatores mínimos para os deslizamentos, classificando como alto, médio e baixo.

**Tabela 5 – Nível de segurança desejado contra a perda de vidas humanas**

Nível de segurança	Crítérios
Alto	Áreas com intensa movimentação e permanência de pessoas, como edificações públicas, residenciais ou industriais, estádios, praças e demais locais, urbanos ou não, com possibilidade de elevada concentração de pessoas Ferrovias e rodovias de tráfego intenso
Médio	Áreas e edificações com movimentação e permanência restrita de pessoas Ferrovias e rodovias de tráfego moderado
Baixo	Áreas e edificações com movimentação e permanência eventual de pessoas Ferrovias e rodovias de tráfego reduzido

Fonte: NBR 11682,2009

**Tabela 6 – Nível de segurança desejado contra danos materiais e ambientais**

Nível de segurança	Crítérios
Alto	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de alto valor histórico, social ou patrimonial, obras de grande porte e áreas que afetem serviços essenciais Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais graves, tais como nas proximidades de oleodutos, barragens de rejeito e fábricas de produtos tóxicos
Médio	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor moderado Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais moderados
Baixo	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor reduzido Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais reduzidos

Fonte: NBR 11682,2009

**Tabela 7- Fatores de segurança mínimo para deslizamentos**

Nível de segurança contra danos materiais e ambientais \ Nível de segurança contra danos a vidas humanas	Alto	Médio	Baixo
	Alto	1,5	1,5
Médio	1,5	1,4	1,3
Baixo	1,4	1,3	1,2

NOTA 1 No caso de grande variabilidade dos resultados dos ensaios geotécnicos, os fatores de segurança da tabela acima devem ser majorados em 10 %. Alternativamente, pode ser usado o enfoque semiprobabilístico indicado no Anexo D.

NOTA 2 No caso de estabilidade de lascas/blocos rochosos, podem ser utilizados fatores de segurança parciais, incidindo sobre os parâmetros  $\gamma$ ,  $\phi$ ,  $c$ , em função das incertezas sobre estes parâmetros. O método de cálculo deve ainda considerar um fator de segurança mínimo de 1,1. Este caso deve ser justificado pelo engenheiro civil geotécnico.

NOTA 3 Esta tabela não se aplica aos casos de rastejo, voçorocas, ravinas e queda ou rolamento de blocos.

Fonte NBR 11682,2009

### **2.7.5 Interferência da água na estabilidade**

Menezes e campos (1992), afirmam que uma das principais causas de deslizamentos é o aumento das chuvas. Esse efeito depende de outros fatores, como a permeabilidade do solo, as condições climáticas, a topografia do local e da estrutura geológica.

O solo antes de um período de chuvas não está saturado o que apresenta sucção, assim originando uma coesão aparente, que é um dos fatores principais na estabilidade de talude. A partir do momento em que ocorrerem as chuvas as camadas superficiais absorvem a água, assim aumentando o grau de saturação em sequência aumentando a condutividade hidráulica.

Quando ocorre uma nova precipitação, se tem um avanço mais rápido da saturação, o que ocasiona na redução da sucção e também da resistência ao cisalhamento do solo e conseqüentemente no aumento do seu peso próprio. Essa conjugação de efeitos pode levar à ruptura da encosta ou do talude.

### **2.7.6 Retroanálise**

Guidicini e Nieble (1983) falam que retroanálise é um método bastante apropriado, rápido e de baixo custo. Essa avaliação da estabilidade de massas terrosas e rochosas é uma forma de observação e de analisar os casos de colapsos já ocorridos. Informada a área a ser estudada é aconselhável supor que já tenham ocorrido alguns fenômenos de instabilização.

Os autores ainda citam que é possível reconstituir a geometria do talude antes da ruptura, com as curvas de níveis que estão intactas. A partir desse levantamento se obtém um perfil da superfície de movimentação, assim sendo possível avaliar o volume da massa movimentada.

Ao analisar um talude existem basicamente três incógnitas, sendo que a primeira delas é a coesão. A segunda incógnita é o ângulo de atrito ao longo do plano de movimentação e por último as pressões exercidas pela água no interior do talude, por ocasião do colapso (GUIDICINI E NIEBLE, 1983).

### 2.7.7 Medidas de estabilização de taludes

Segundo Massad (2010) as condições que estão ao contorno do talude a ser estudado têm grande influência no tipo de solução a ser implantada, ficando evidente que ao fazer a estabilização de um talude em área urbana, ou de um talude de ferrovia ou rodovia, ambos podem conter problemas muito semelhantes, mas exigem soluções completamente diferentes.

Alguns processos preventivos ou corretivos podem ser classificados por objetivo. A classificação por objetivo está ligada às causas e aos agentes de instabilização, assim sendo possível classificar algumas providências como, eliminação da água, atenuação do dessecamento, atenuação da pressão da água, atenuação dos efeitos da gravidade, atenuação e controle da erosão e combate à ação do gelo (GUIDICINI E NIEBLE, 1983).

Hoek e Londe (1974) resumem algumas técnicas de estabilidade de taludes rochosos e de solos. A primeira delas é a mudança da geometria do talude, seguida da drenagem de água subterrânea e reforço do maciço.

Guidicini e Nieble (1983) afirmam que mudar a geometria de um talude geralmente significa reduzir o ângulo e a altura do talude, e, quando for possível aplicar esse método ele será o mais barato meio de melhorar a estabilidade de um talude. Entretanto, essa medida nem sempre é a mais efetiva, pois as reduções de altura e ângulo não reduzem as forças solicitantes que induzem a ruptura, mas reduzem a tensão normal e com isso a sua força de atrito. Assim a maior vantagem dessa mudança de geometria sobre os outros métodos é que seus efeitos serão permanentes.

A drenagem da água subterrânea dos taludes sempre melhorará a estabilidade. Entretanto, é necessário verificar o incremento real que pode ser conseguido e qual o custo do sistema. Existem diversas formas, a mais simples e barata de controle é diminuir a quantidade de água que entra no topo e na face do talude. Quando essas fendas são visíveis no topo do talude se recomenda preenchê-las com materiais porosos e selar o topo da fenda com materiais impermeáveis, evitando assim a entrada direta de água superficial em chuvas pesadas (MASSAD 2010)

Caputo (2015) citam que galerias de drenagens têm as vantagens de interceptar um grande número de descontinuidades em maciços rochosos e permite

a introdução de drenos em regiões críticas. Em taludes em solo, é muito eficiente como caminhos preferencias de percolação, porém existe a dificuldade de execução, assim tendo que ser levando em conta o fator econômico.

Hoek e Londe (1974) citam que o reforço artificial é uma forma economicamente viável em taludes de pequeno porte ou em blocos de dimensões menores, isso por conta de ter que ser aplicado 20% do peso total da massa instável por meio do reforço considerado, assim tornando o custo muito elevado. A instalação desse método em taludes que já apresentam sinais evidentes de instabilidade é a menos recomendada, pois o mesmo já perdeu sua resistência devido às fraturas.

Já taludes em solo, esses reforços do maciço são representados pelos muros de arrimo, cortinas atirantadas continuais e descontínuas assim associando esse sistema a uma drenagem eficiente (HOEK E LONDE,1974).

## **2.8 Prospecções geotécnica**

### **2.8.1 Sondagem a trado**

Segunda a NBR 9603/88 a sondagem a trado é um processo simples rápido e econômico para investigações preliminares dos solos. Permitindo então a obtenção de amostras deformadas no decorrer do local em estudo.

**2.8.1.2 Trados manuais:** o trado se subdivide segundo a NBR 9603/88 como cavadeira, torcido, helicoidal, concha, o que delimita é a presença de pedregulhos ou pedras, solos abaixo do nível de água e areias bem compactas.

**2.8.1.3 Trados mecanizados (motor a gasolina):** o trado do tipo mecanizado permitem furos de maior diâmetro, passa assim atingir maiores profundidades e para chegar até solos mais compactos.



## **2.8.2 Coleta de amostras**

### **2.8.2.1 Deformada**

Segunda a NBR 9604/96 é quando durante o processo de extração são preservados os constituintes minerais originais, entretanto perde sua estrutura devido ao processo de extração e não conserva perfeitamente a umidade do local de retirado. A amostra pode ser utilizada aos ensaios que não exigem a preservação dessa estrutura, como os ensaios de caracterização, os ensaios de consistência e massa específica dos grãos.

### **2.8.2.2 Indeformada**

Define como amostra indeformada aquela que além de representativa preserva ao máximo a estrutura do solo. São mantidos o peso específico aparente e a umidade natural do solo. São extraídas com amostradores e recebem cuidados especiais no seu manuseio e transporte conforme define a NBR 9604/96.

### 3 METODOLOGIA

#### 3.1 Descrição física do local em estudo

O local em estudo situa-se no município de Santa Cruz do Sul, região central do estado do Rio Grande do Sul. O talude que rompeu (Figura 8) se encontra dentro do campus da Universidade de Santa Cruz do Sul (Figura 9). Sua localização geográfica é a seguinte: Latitude – 29°41'46"S" e Longitude – 52°26'12"O" (Figura 10).

Consultando-se os Mapas de Clima (2002) e de Biomas (2016), disponibilizados no site do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE, verificou-se que o clima local é Mesotérmico Brando, a temperatura média anual é 19,7 °C a pluviosidade média anual é de 1311 mm e o bioma em que está inserido é o Mata Atlântica o qual se distribui em milhares de fragmentos da região litorânea aos planaltos e serras do interior, do Rio Grande do Norte ao Rio Grande do Sul.

**Figura 8 – Local em estudo**



Fonte: Arquivo do autor, 2017.

**Figura 9 - Mapa ilustrativo da UNISC com localização do talude**



Fonte: Site da Universidade de Santa Cruz do Sul, 2017.

**Figura 10- Localização do talude estudado na cidade de Santa Cruz do Sul - RS**



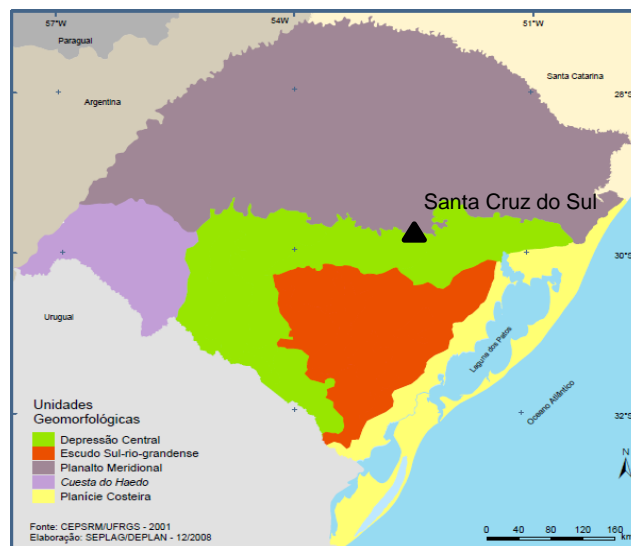
Fonte: Google Earth, 2017.

### 3.2 Enquadramento geológico do local em estudo

Com o auxílio do Mapa Geomorfológico elaborado pela Secretaria de Orçamento e Gestão do Rio Grande do Sul – SEPLAG (2004), verifica-se que o local em estudo se localiza na transição das Unidades Geomorfológicas da Depressão Central a qual é formada por rochas sedimentares e se caracteriza pela presença de terrenos de baixa altitude, com a do Planalto Meridional que é também formado principalmente por terrenos sedimentares recobertos, parcialmente, por derrames de lavas basálticas (Figura 11).

Após consulta ao Mapa Geológico do Estado do Rio Grande do Sul elaborado pelo Serviço Geológico do Brasil – CPRM (2006) foi possível verificar que o local estudado está localizado em uma faixa de transição entre a região representada pelo símbolo K1 $\beta$  (Fácies Gramado) e T23sm (Formação Santa Maria) os quais estão representado na Figura 12. A geologia que compõem estas fácies são, respectivamente, derrames de basaltos granulares de finos a médios e arenito e arenito conglomerático.

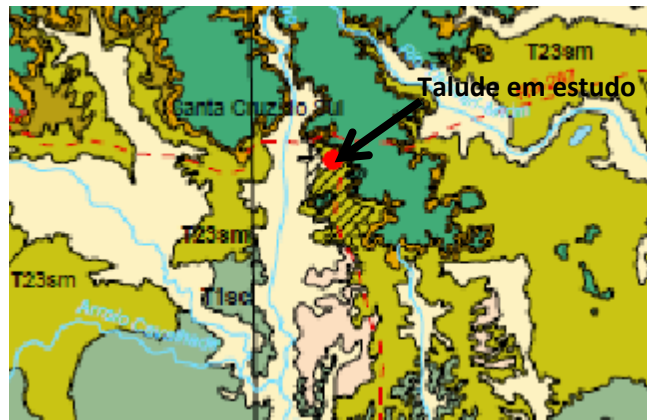
**Figura 11 - Localização da cidade de Santa Cruz do Sul no mapa geomorfológico do Rio Grande do Sul**



Fonte: Secretaria de Orçamento e Gestão do Rio Grande do Sul – SEPLAG, 2004.



**Figura 12 - Localização do local em estudo no mapa geológico do Estado do Rio Grande do Sul**

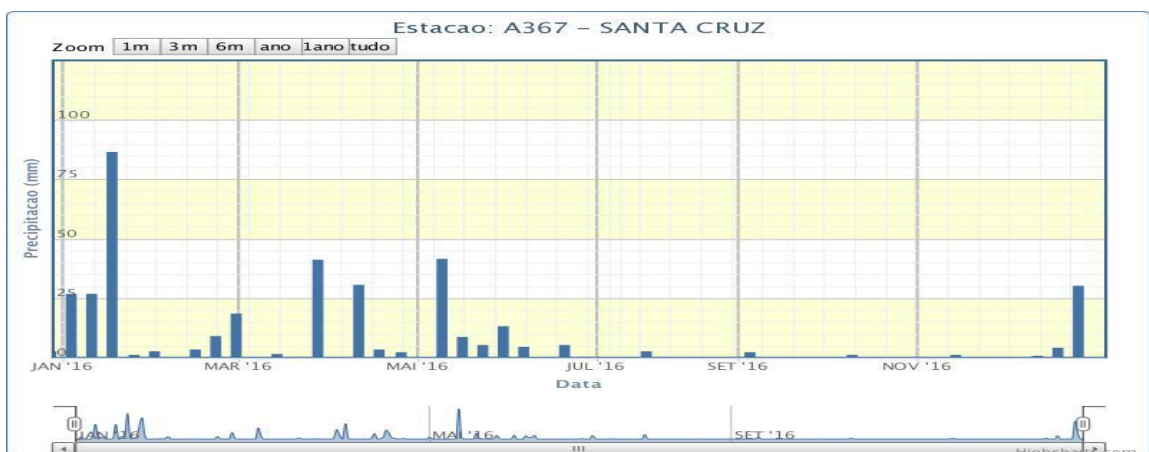


Fonte: Serviço Geológico do Brasil – CPRM, 2006.

### 3.3 Dados pluviométricos do local

Para o caso em estudo, tem-se que a ruptura do talude (Figura 8) ocorreu no início do ano de 2016. Conforme registros do *site* do Instituto Nacional de Meteorologia – INMET a estação meteorológica de Santa Cruz do Sul (Figura 13) assinalou que acúmulo do índice pluviométrico foi bastante significativo no início do ano de 2016 tendo um valor de 141 mm durando o mês de janeiro. Observa-se que no ano anterior (Figura 14) não ocorreram precipitações de mesma intensidade do que essa.

**Figura 13 - Levantamento pluviométrico registrado na estação de meteorologia de Santa Cruz do Sul no ano de 2016.**



Fonte: Instituto Nacional de Meteorologia – INMET, 2017.

**Figura 14 - Levantamento pluviométrico registrado na estação de meteorologia de Santa Cruz do Sul no ano de 2015.**



Fonte: Instituto Nacional de Meteorologia – INMET, 2017.

### 3.4 Realização de sondagem a trado

A sondagem a trado consiste em uma perfuração manual com pequeno diâmetro, com ferramentas capazes de executar a perfuração do solo.

O equipamento é composto por uma haste metálica, no qual fixa-se uma haste em uma das suas extremidades. Já na outra extremidade foram fixados trados do tipo concha, ficando assim possível coleta de amostras (Figura 15).

Foram realizados três furos no sentido transversal na linha central da ruptura do talude. Através da sondagem a trado foi possível identificar as camadas, sendo que até as profundidades que se estenderam as perfurações foram encontradas duas camadas, sendo a primeira designada de solo 1 e a segunda de solo 2.

**Figura 15 – Realização dos furos de sondagem através do trado manual**



Fonte: Arquivo do autor, 2017.

### 3.5 Sondagem mecânica

A sondagem rotativa é uma forma de investigação geológico-geotécnica que possui um conjunto moto-mecanizado (Figura 16), assim sendo possível coletar amostras de diversos tipos de materiais, até rochosos em alguns casos. O equipamento empregado é composto de uma broca em formato helicoidal (Figura 17), que através da ação perfurante composta pela força de penetração e a rotação, possibilitam a realização da perfuração.

Para iniciar a sondagem foi necessário realizar uma limpeza da área para que fosse permitida a execução de todas as operações sem nenhum obstáculo. Também foi verificado se a ancoragem do equipamento no solo estava bem firme, para que assim fosse minimizada a transmissão de vibrações durante a perfuração. Antes de iniciar a perfuração foi verificado o nivelamento da broca de perfuração.

A sondagem foi executada no topo do talude em estudo, a qual teve uma profundidade 6 metros de perfuração.

**Figura 16- Conjunto moto-mecanizado realizando a sondagem**



Fonte: Arquivo do autor, 2017.

**Figura 17 – Broca que realizou a sondagem mecânica.**

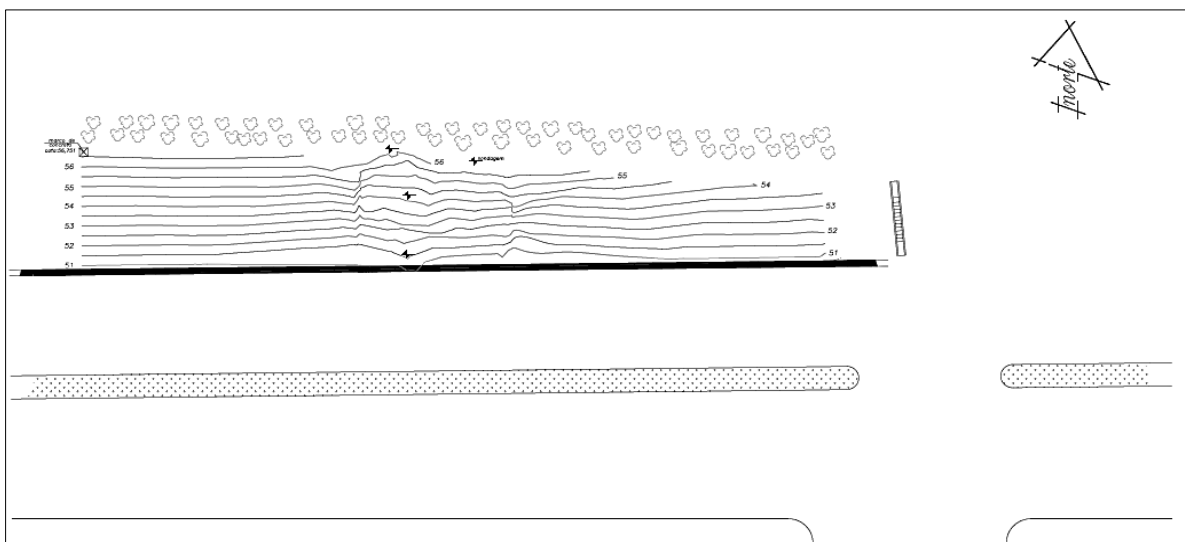


Fonte: Arquivo do autor, 2017.

### 3.6 Levantamento topográfico

Foi realizado um levantamento planialtimétrico do local (Figura 18), com o auxílio de uma estação total, onde foram coletados conjuntos de pontos para que assim fosse possível traçar as curvas de nível. Além disso, foram locados os pontos onde foram realizadas sondagens.

**Figura 18 - Planta Planialtimétrica do local em estudo**



Fonte: Arquivo do autor, 2017.



### 3.7 Coleta de amostras deformadas de solo

As amostras deformadas de solo foram coletadas do talude em estudo (Figura 19) para assim auxiliar na caracterização das camadas que compõem o talude e para realizar ensaios de laboratório. Esse material foi retirado através da sondagem a trado já descrita no item 3.4.

**Figura 19 - Material coletado com o auxílio do trado manual**



Fonte: Arquivo do autor, 2017.

### 3.8 Coleta de amostras indeformadas de solo

Define-se como amostra indeformada uma fração do solo que se corta, retira-se e acondiciona-se, cuidando-se para que tenha as menores alterações possíveis. Foram extraídos dois blocos da primeira camada de solo, tendo em vista que se identificou através das sondagens a trado que a ruptura aconteceu acompanhando a linha de interface entre a primeira e a segunda camada, sendo a primeira notavelmente bem menos resistente que a segunda. Ou seja, a primeira camada que condicionou a ruptura. Essas amostras foram utilizadas para a extração de corpos de prova a serem submetidos a ensaios de cisalhamento direto. Para se retirar cada amostra de solo, inicialmente foi cortado solo com uso de uma faca até formar um bloco de 30x30 cm (Figuras 20 e 21).

Em seguida foram aplicadas três camadas de parafina deixando cada camada esfriar e endurecer antes da aplicação da próxima camada (Figura 22), com o propósito de conservar a umidade do solo. Em seguida o bloco foi embrulhado com um tecido suave e no final foram aplicadas mais três camadas de parafina. Após esse processo cada bloco foi envolto com plástico filme (Figura 23), colocado em caixa de madeira e envolto por serragem para assim ser transportado até o laboratório.

**Figura 20 - Preparação do local para coleta do bloco**



Fonte: Arquivo do autor, 2017.

**Figura 21 - Bloco pronto após escavação**



Fonte: Arquivo do autor, 2017.

**Figura 22 – Aplicação da parafina no bloco**



Fonte: Arquivo do autor, 2017.

**Figura 23 - Blocos após aplicação de parafina e tecido, envolto com plástico filme**



Fonte: Arquivo do autor, 2017.

### **3.9 Ensaios de laboratório**

#### **3.9.1 Caracterização**

##### **3.9.1.1 Granulometria**

Para determinar a granulometria dos solos, foi realizada uma combinação de peneiramento e sedimentação conforme a NBR 7181:1984. Para a determinação da granulometria dos solos que possuem partículas menores que 0,074 mm, ou seja, material que passa na peneira nº 200, é necessário, além do emprego da técnica de peneiramento, realizar o processo de sedimentação. Assim, torna-se possível obter as coordenadas para realizar o traçado da curva granulométrica, em que foram colocados os diâmetros das partículas em escala logarítmica, e em seguida as porcentagens passantes das partículas menores de cada diâmetro. As execuções da sedimentação (Figura 24) e do peneiramento grosso (Figura 25) foram realizadas nas etapas em que a NBR 7181:2016 orienta.

Ao fazer a análise por peneiramento foi necessário dividi-la em duas etapas: a de peneiramento grosso, que consistem em partículas de diâmetro maiores do que 2,0 mm e a de peneiramento fino que é realizado com o material que foi submetido ao processo de sedimentação e empregando um processo de lavagem, sendo que essa etapa abrange as partículas com diâmetro entre 2,0 e 0,075 mm,

Já a etapa de sedimentação possibilita que seja feita a determinação do diâmetro das partículas, pelo método suspensão dos grãos de solo menores do que 2,0 mm, isso em um ensaio em que é utilizado uma proveta graduada e os valores foram obtidos através das leituras em um densímetro calibrado. Esse método das partículas em suspensão é baseado na Lei de Stokes, que estabelece uma relação entre o diâmetro da partícula e a velocidade em que ocorre a sedimentação.

**Figura 24 - Etapa de granulometria através da sedimentação**



Fonte: Arquivo do autor, 2017.

**Figura 25 - Etapa de peneiramento com o auxílio do agitador mecânico**



Fonte: Arquivo do autor, 2017.

### **3.9.1.2 Limite de Liquidez**

O ensaio de Limite de Liquidez é baseado na NBR 6459:2016 Solo – Determinação do Limite de Liquidez, e consiste na colocação de certa quantidade de solo úmido na concha metálica que faz parte do Aparelho de Casagrande, sendo



aberta uma ranhura com auxílio de um cinzel adequado (Figura 26) e aplicando-se golpes até fechamento pleno da ranhura no decorrer do comprimento do aparelho.

Foi repetido o processo por cinco vezes, com um umedecimento crescente da amostra, obtendo-se, dessa forma, cinco diferentes umidades e números de golpes. Através de uma interpolação gráfica dos resultados, obteve-se para cada solo o valor do LL, o qual corresponde, segundo a NBR 6459:2016, a umidade referente a 25 golpes.

**Figura 26 – Material para realização do ensaio de Limite de Liquidez (LL)**



Fonte: Arquivo do autor, 2017.

### **3.9.1.3 Limite de Plasticidade**

Os ensaios de Limite de Plasticidade foram realizados conforme a norma da NBR 7180:2016 Solo – Determinação do limite de plasticidade. Para a determinação do Limite de Plasticidade foi utilizada cerca de 200 g para cada ensaio. Essa amostra foi submetida à secagem ao ar e após passada na peneira de malha 0,42 mm.

A execução do limite de plasticidade foi realizada através do umedecimento do material que se encontrava na umidade higroscópica e em seguida da moldagem de cilindros de mesma espessura do cilindro padrão sobre o vidro temperado, de forma a que o solo começasse a apresentar fissuras (Figura 2).

**Figura 27 - Material para realização do ensaio de Limite de Plasticidade (LP)**



Fonte: Arquivo do autor, 2017.

#### **3.9.1.4 Massa específica dos grãos**

Foi necessário realizar o ensaio de massa específica dos grãos em laboratório para auxiliar na determinação da curva granulométrica, pois os cálculos envolvidos no processo de sedimentação demandam esse dado. Esse ensaio seguiu as orientações da NBR 6508:1984.

O ensaio foi realizado através do emprego do picnômetro, prévia e devidamente calibrado com a dição de água até uma marca demarcada, assim ficando possível comparar as massas do picnômetro mais água e picnômetro mais água mais solo (Figura 28).

A massa específica dos grãos do solo analisado é calculada pela Equação 6.

$$\delta = \frac{M1 \times 100 / (100 + h)}{[M1 \times 100 / (100 + h)] + M3 - M2} \times \delta_T \quad (6)$$

**Figura 28 – Picnômetro mais água mais solo até a marca determinada**



Fonte: Arquivo do autor, 2017.

### 3.9.2 Cisalhamento direto

A partir da amostra indeformada, foram realizados ensaios de cisalhamento direto, para assim obter parâmetros de resistência do solo em estudo (Figura 28). Com o intuito de estudar variadas condições, foram conduzidos ensaios para corpos de provas com a umidade natural de campo e inundados, obtendo-se assim a envoltória de Mohr-Coulomb para cada uma dessas situações.

O ensaio foi realizado no equipamento de cisalhamento direto com uma velocidade determinada com base nas especificações da norma ASTM D3080:2011 (Tabela 8), a qual depende da identificação da quantidade de material fino no solo.

**Tabela 8 – Tabela com tempo de ensaio para cada tipo de solo**

USCS Classification (D2487)	Minimum Time to Failure, t <sub>f</sub>
SW, SP (<5% fines)	10 min
SW-SM, SP_SM, SM (>5% fines)	60 min
SC, ML, CL, SP-SC	200 min
MH, CH	24 h

Fonte: ASTM D3080, 2011



Foram moldados três corpos de prova para cada situação em que o solo foi submetido. A moldagem foi realizada com o auxílio de uma espátula onde aos poucos foi sendo escavado ao redor do molde até que o corpo de prova estivesse completo como mostra a Figura 29. Cada corpo de prova foi posicionado na caixa bipartida que o equipamento possui (Figura 30), e que se desloca no decorrer do ensaio, fazendo com que a amostra seja cisalhada (Figura 31). O equipamento utilizado esta ilustrado na Figura 32. Cada um desses corpos de prova teve tensões normais diferentes de forma a serem crescentes, tensões estas estimadas com base nos níveis de tensão atuantes no campo.

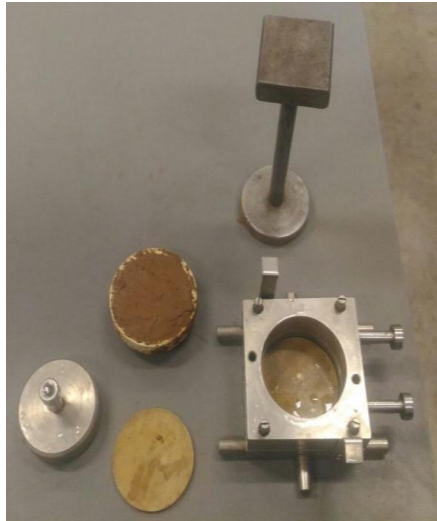
Para a situação onde o corpo de prova se encontrava na umidade de campo foram adotadas tensões normais de 20 Kpa, 30 Kpa e 40 Kpa. Para a situação onde o corpo de prova se encontrava inundado, foi necessário deixar o mesmo submerso na água por 24 horas para após isso realizar o ensaio, cujas tensões normais adotadas foram de 10 Kpa, 15 Kpa e 20 Kpa.

**Figura 29- Retirada da amostra do bloco indeformado para o ensaio de cisalhamento direto**



Fonte: Arquivo do autor, 2017.

**Figura 30- Amostra e equipamentos para a realização do ensaio**



Fonte: Arquivo do autor, 2017.

**Figura 31 - Amostra após o cisalhamento**



Fonte: Arquivo do autor, 2017.

**Figura 32 – Conjunto de equipamentos do ensaio de cisalhamento direto**

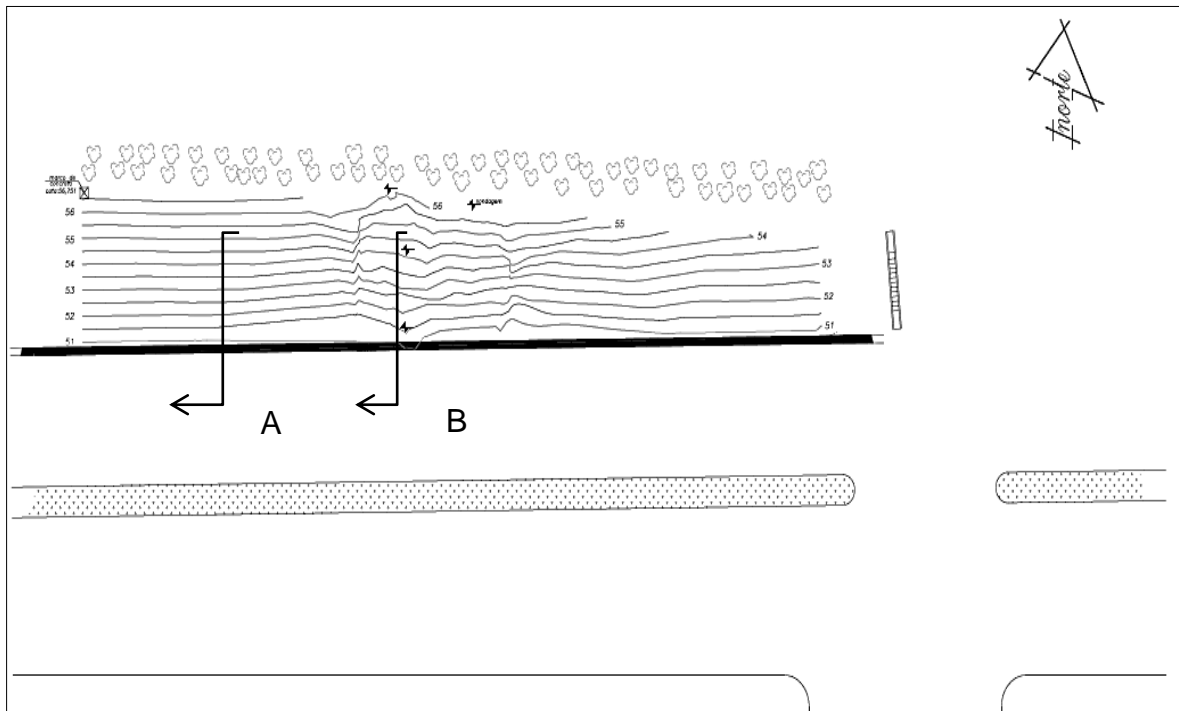


Fonte: Arquivo do autor, 2017.

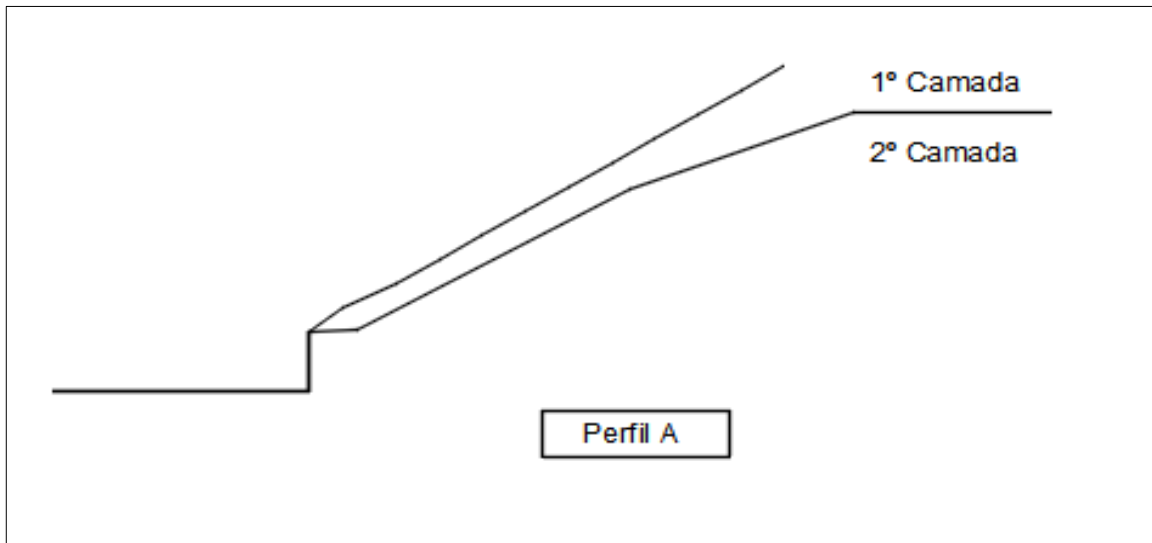
#### 4 PERFIS GEOTÉCNICOS DO TALUDE EM ESTUDO

Tomando-se como base o levantamento planialtimétrico, foram traçados perfis em posições fora da região afetada pela ruptura e na parte rompida (Figura 33), os quais foram designados de perfis A e B, respectivamente (Figuras 34 e 35).

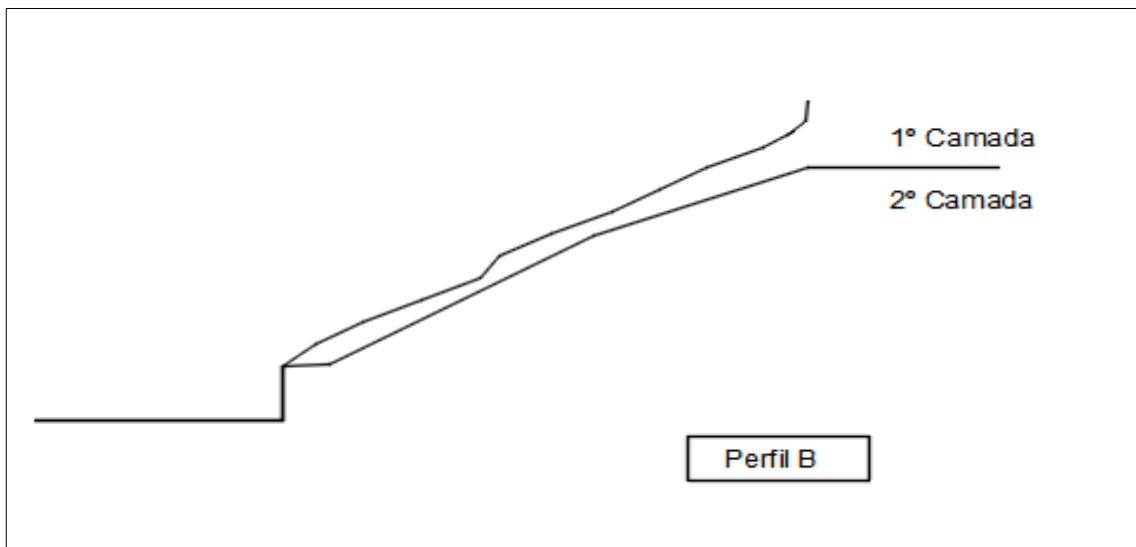
**Figura 33 – Planta planialtimetrica com posições dos perfis**



Fonte: Arquivo do autor, 2017.

**Figura 34 - Perfil A do talude em estudo**

Fonte: Arquivo do autor, 2017.

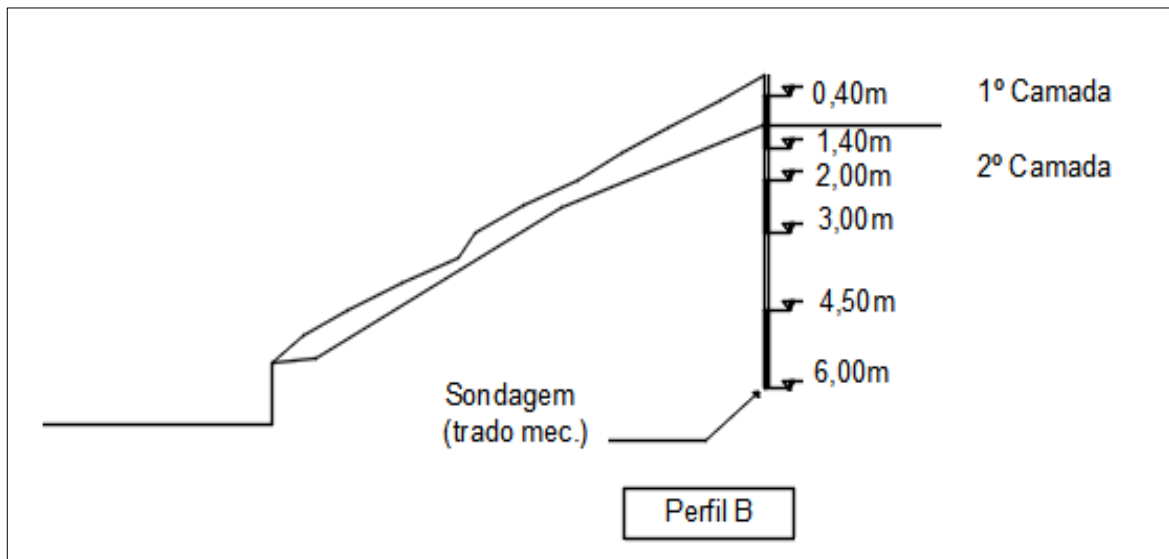
**Figura 35 - Perfil B do talude em estudo**

Fonte: Arquivo do autor, 2017.

Na sequência, sobre o perfil B, foram projetadas as sondagens, sendo que a partir delas foi possível determinar as camadas presentes no talude em estudo e suas espessuras (Figuras 36 e 37). Conforme exposto anteriormente, foi identificada a presença de duas camadas, sendo a superior composta de argila pedregulhosa na cor acinzentada, de espessura média de 0,70 m, localizada abaixo de uma camada de matéria orgânica de espessura pouco significativa, o que tornou inviável sua

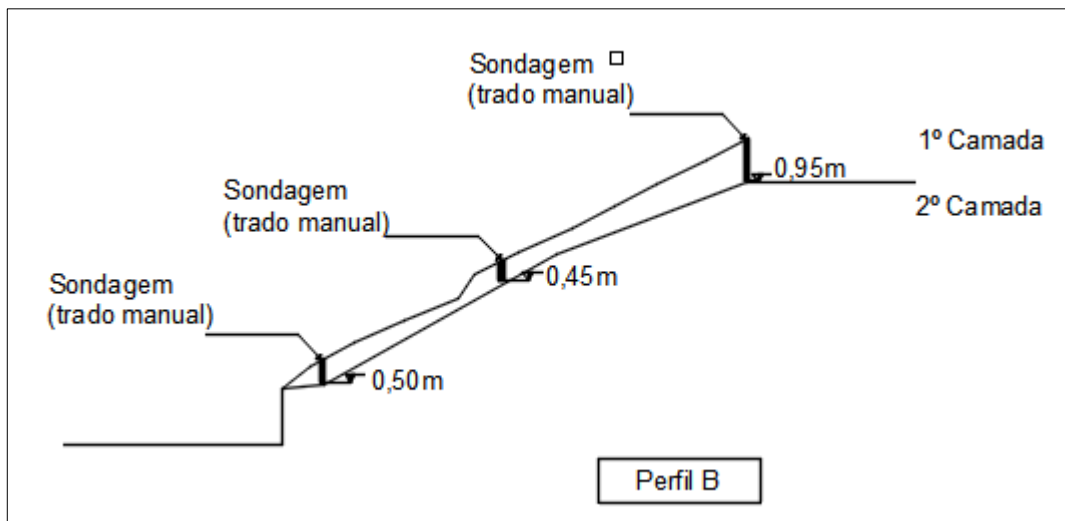
representação na escala do desenho. Sob a camada de argila pedregulhosa de cor acinzentada, observou-se a presença de uma camada de argila silto-pedregulhosa de cor avermelhada, a qual se estendeu até as cotas finais das perfurações.

**Figura 36 – Perfil B com localização e dados da sondagem mecânica**



Fonte: Arquivo do autor, 2017.

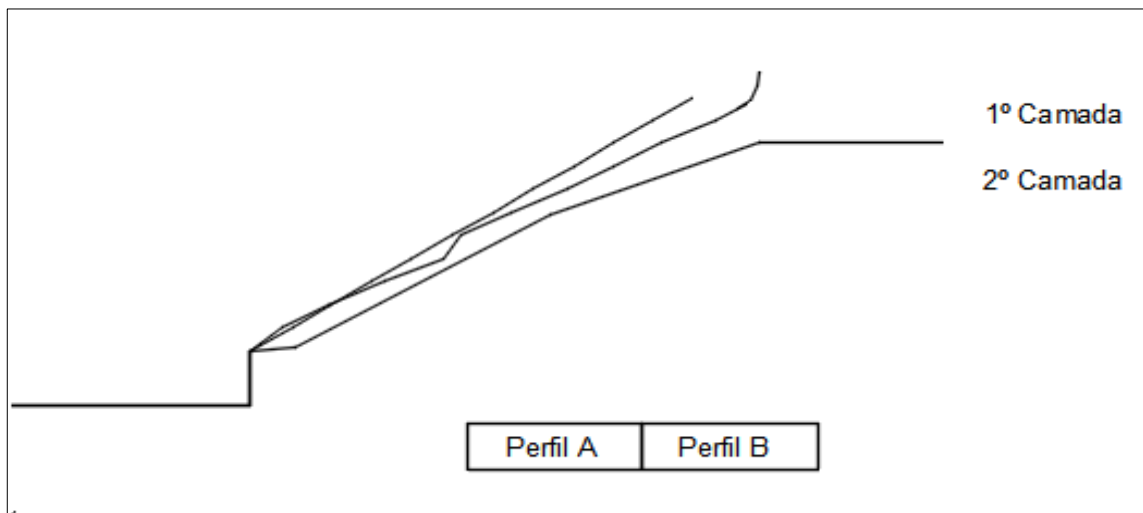
**Figura 37 - Perfil B com localização e dados da sondagem a trado**



Fonte: Arquivo do autor, 2017.

Projetou-se a linha do terreno do Perfil A (talude intacto) sobre o Perfil B (talude rompido), obtendo-se assim uma reconstituição aproximada do talude original antes da ocorrência da ruptura (Figura 38) e estimar a quantidade de material que se descolou.

**Figura 38 – Perfil A e B sobrepostos do talude em estudo**



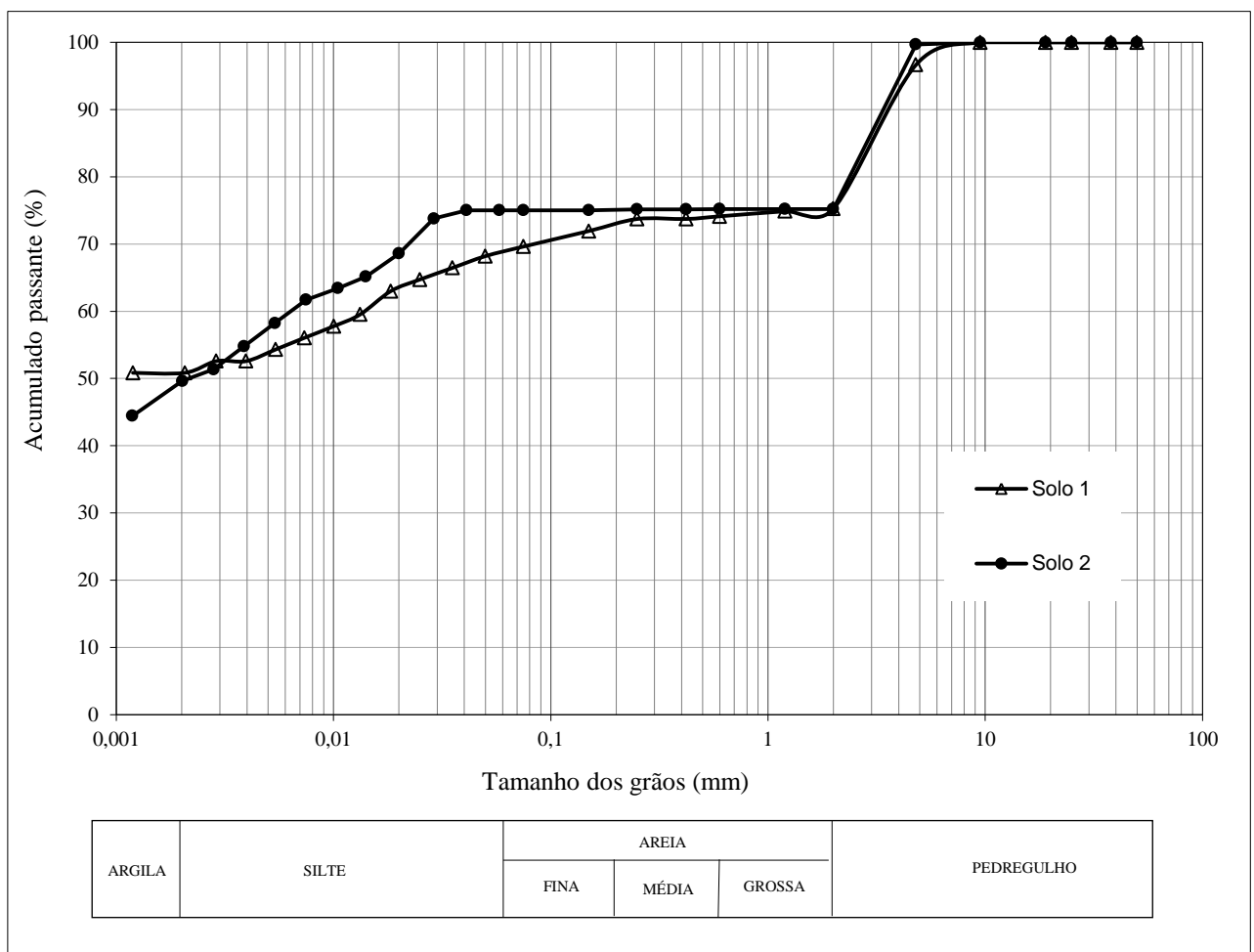
Fonte: Arquivo do autor, 2017.

## 5 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO

### 5.1 Caracterização dos solos

Na Figura 39 são apresentadas as curvas granulométricas dos solos 1 e 2 (1ª e 2ª camadas, respectivamente) e na Tabela 9 um resumo das principais características dos mencionados solos.

**Figura 39 – Curva granulométrica dos solos**



Fonte: Arquivo do autor, 2017.

**Tabela 9 – Composição granulométrica dos solos**

Propriedades		Materiais	
		Solo 1	Solo 2
Granulometria	Pedregulho ( $2\text{mm} < \Phi \leq 60\text{mm}$ )	25%	25%
	Areia ( $0,06\text{mm} < \Phi \leq 2\text{mm}$ )	5%	0%
	Silte ( $0,002\text{mm} < \Phi \leq 0,06\text{mm}$ )	18%	28%
	Argila ( $\Phi \leq 0,002\text{mm}$ )	52%	47%
	Classificação Granulométrica segundo a NBR 6502:1995	Argila Pedregulhosa	Argila Silto-Pedregulhosa
Peso Específico dos Grãos - $\gamma_s$ ( $\text{kN/m}^3$ )		25,1	26,5
Plasticidade	Limite de Liquidez - LL	60%	39%
	Limite de Plasticidade - LP	27%	27%
	Índice de Plasticidade - IP	33%	12%
	Classificação segundo Burmister (1949) <i>apud</i> Das (2011)	Altamente Plástico	Medianamente Plástico
Classificação SUCS		CH	ML
		Argila de alta compressibilidade	Silte de baixa compressibilidade
Classificação da AASHTO		A-7-6	A-6
		Solo Argiloso	Solo Argiloso

Fonte: Arquivo do autor, 2017.

O solo 1 se trata de uma argila pedregulhosa, enquanto o solo 2 se trata de uma argila silto-pedregulhosa.. Fazendo uma comparação com a geologia (apresentada no item 3.2) e os dados obtidos através da granulometria, foi possível identificar que muito provavelmente os dois solos são provenientes da intemperização da rocha de basalto, pois se fossem oriundos da intemperização da rocha de arenito, eles teriam uma porcentagem maior de areia na sua composição, o que não ocorreu, pois o solo 1 apresentou 5% e o solo 2 apresentou porcentagem nula.

Os valores de Limite de Liquidez e de Índice de Plasticidade estão coerentes com as características granulométricas dos solos, e os do solo 1 se encontram dentro da ordem de grandeza dos valores referenciais para solos residuais de basalto (Tabela 1 do item 2.4.2) apresentados por Pinto (2006)

As classificações da SUCS e da AASHTO para o solo 1 correspondem, respectivamente a uma argila de alta compressibilidade e a um solo A-7-6 (solo

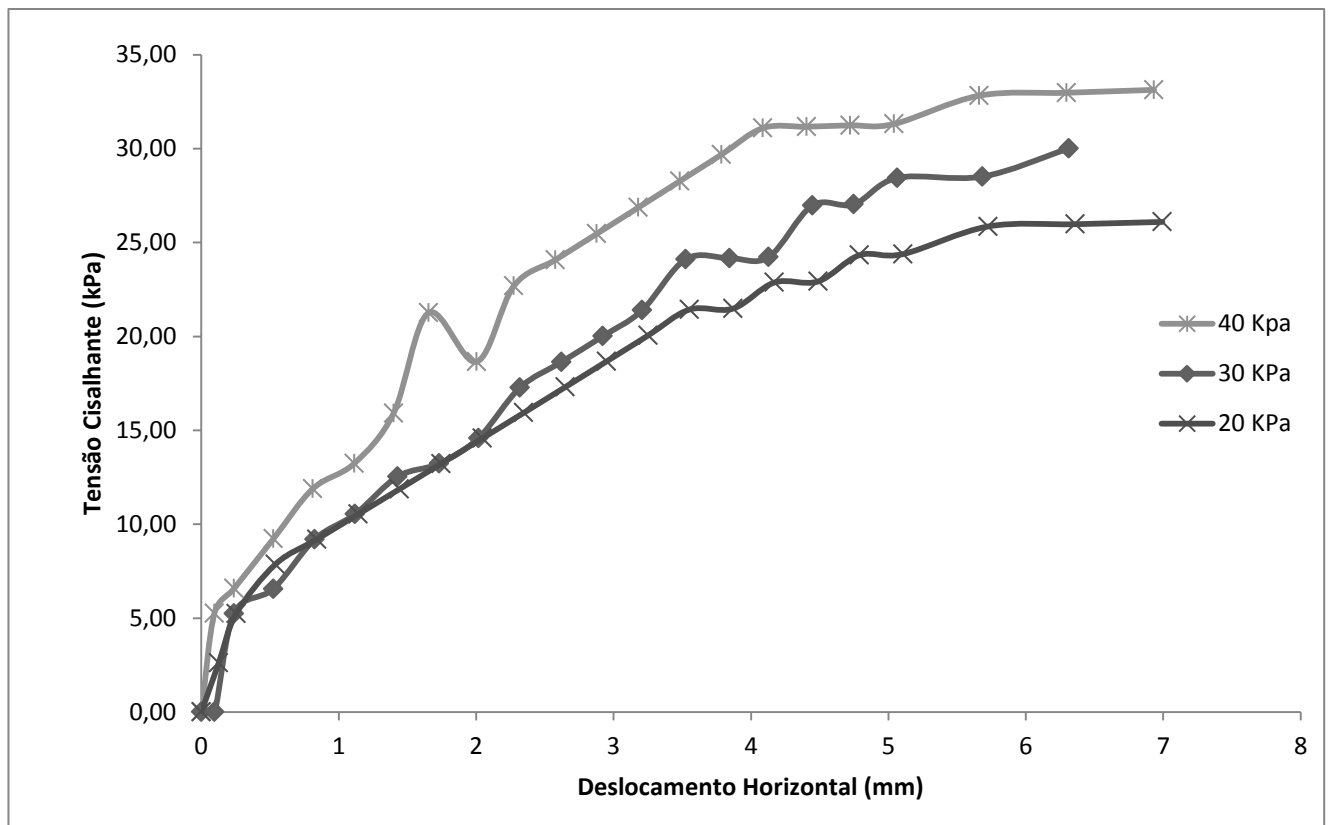


argiloso). Já para o solo 2, foi classificado pelo sistema SUCS como um silte de baixa compressibilidade e um solo A-6 (solo argiloso) pelo sistema da AASHTO. Assim, verifica-se que houve boa coerência entre as classificações e os ensaios de granulometria e limites, até mesmo para o solo 2 na classificação da AASHTO, pois ele apresenta uma boa porcentagem de silte.

## 5.2 Cisalhamento direto

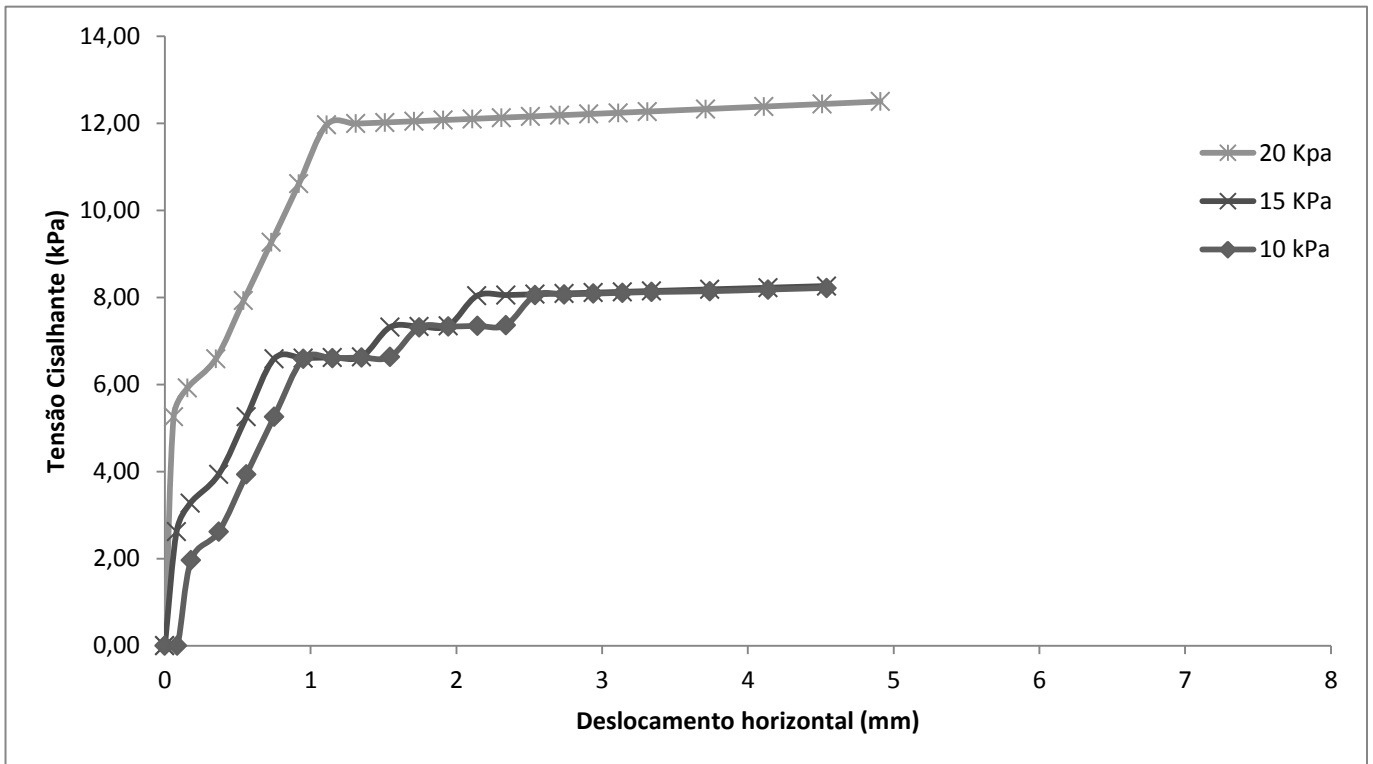
As curvas tensão cisalhante *versus* deformação horizontal, estão apresentadas nas Figuras 40 e 41, referentes aos ensaios dos corpos de prova cisalhados nas condições de umidade de campo e inundados, respectivamente.

**Figura 40 – Gráfico Tensão Cisalhante x Deformação Horizontal – na umidade de campo**



Fonte: Arquivo do autor, 2017.

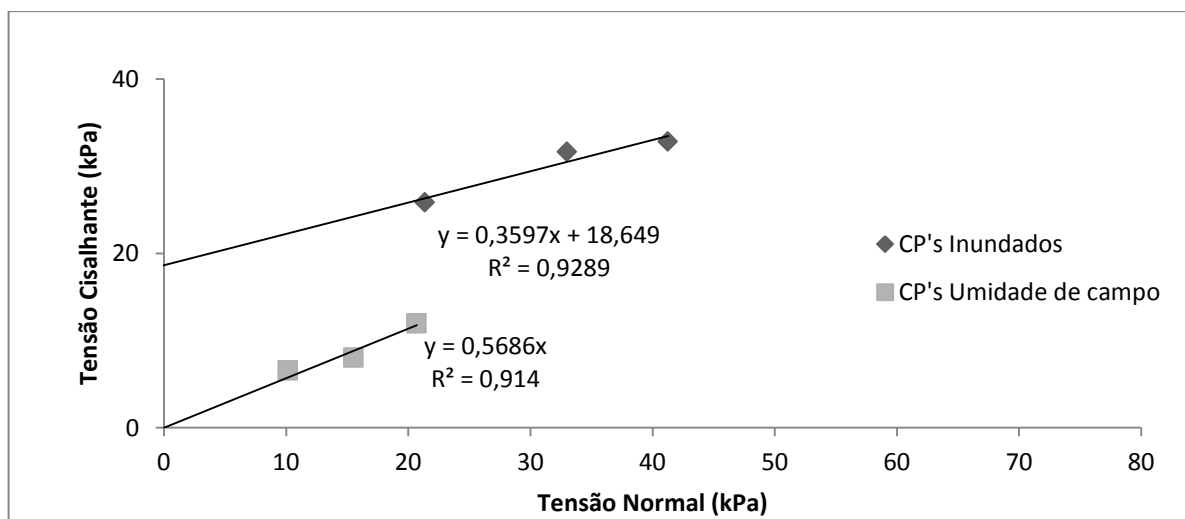
**Figura 41 - Gráfico Tensão Cisalhante x Deformação Horizontal – inundado**



Fonte: Arquivo do autor, 2017.

Com os valores de tensão cisalhante máxima *versus* as tensões normais dos três corpos de prova de cada uma das duas condições ensaiadas, foi possível traçar as envoltórias de resistência do solo, as quais estão apresentadas na Figura 42.

**Figura 42 – Envoltórias de resistência ao cisalhamento**



Fonte: Arquivo do autor, 2017.

Os índices físicos dos corpos de prova e os parâmetros de resistência do solo para as diferentes condições ensaiadas estão apresentados nas tabelas 10 e 11.

**Tabela 10 - Índices físicos dos corpos de prova ensaiados e parâmetros de resistência do solo – umidade de campo**

CP	Tensão normal (kPa)	Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )	Umidade w (%)	Índice de vazios	Grau de Saturação S(%)
1	20	16,30	49,5	1,3	95
2	30	16,38	49,6	1,3	96
3	40	16,35	50,7	1,3	97
Peso específico médio (kN/m <sup>3</sup> )				16	
Parâmetro de resistência	Coesão c (kPa)			19	
	Ângulo de atrito (°)			20	

Fonte: Arquivo do autor, 2017.

**Tabela 11 - Índices físicos dos corpos de prova ensaiados e parâmetros de resistência do solo – inundado**

CP	Tensão normal (kPa)	Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )	Umidade w (%)	Índice de vazios	Grau de Saturação S(%)
1	10	16,56	51,8	1,3	100
2	15	16,51	51,3	1,3	100
3	20	16,48	51,0	1,3	100
Peso específico médio (kN/m <sup>3</sup> )				17	
Parametro de resistência	Coesão c (kPa)			3	
	Ângulo de atrito (°)			27	

Fonte: Arquivo do autor, 2017.

Ao analisar os índices físicos dos corpos de prova (Tabelas 10 e 11), constata-se que o solo apresenta um elevado índice de vazios e que o grau de saturação que se encontrava a campo é bastante alto (95 a 97%). Verifica-se também, que através do processo de inundação foi atingida a saturação dos corpos de provas submetidos a essa condição.

O solo, mesmo na sua condição de umidade de campo, apresenta parâmetros de resistência de baixo valor, sendo que quando saturado, embora apresente uma aumento de 7° no ângulo de atrito, sofre uma acentuada redução na coesão, de 19

kPa para 3 kPa. Através desse fato fica possível constatar a existência de uma parcela significativa de coesão aparente, a qual é devida à existência do fenômeno de sucção do solo, o qual se perde com a saturação do solo. O peso específico médio do solo sofreu um ligeiro aumento com a saturação.

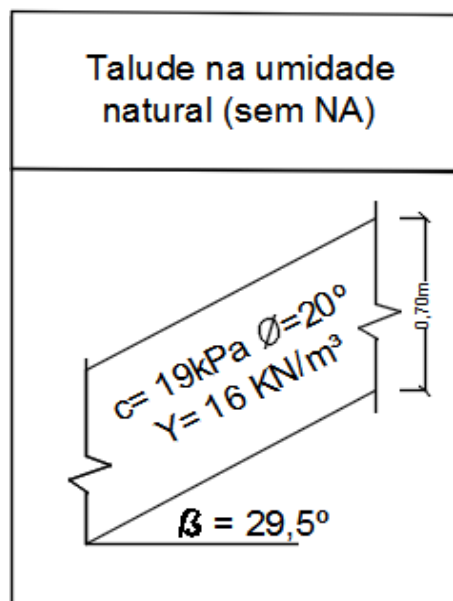
## 6 ANÁLISE DE ESTABILIDADE

### 6.1 Análise do talude na umidade natural

Ao analisar os perfis A e B do talude em estudo, tomou-se como base a hipotética geometria do talude anterior ao evento da ruptura o nominando de perfil A. O estudo considerou como primeira situação o talude sem NA e na umidade natural (Figura 43). Nesse caso, os parâmetros de coesão e ângulo de atrito adotados correspondem à umidade de campo. O peso específico adotado, com base nos corpos de prova das amostras indeformadas foi de  $16 \text{ kN/m}^3$  para o solo na umidade de campo.

Para calcular o Fator de segurança foi utilizada a equação 4, apresentada no item 2.7.3.2 por se tratar de um talude infinito, sem NA.

**Figura 43 – Seção do talude na umidade natural sem NA**



Fonte: Arquivo do autor, 2017.

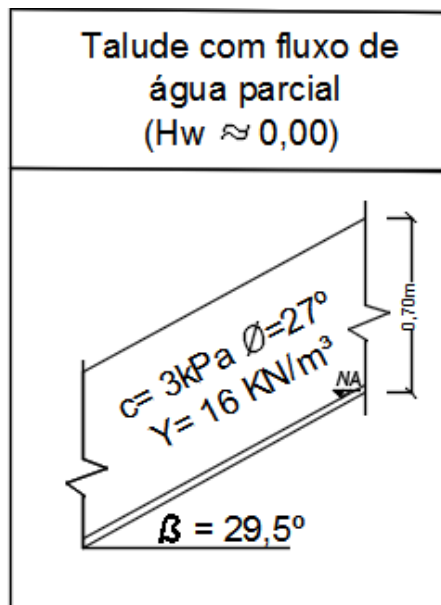
O valor do FS obtido foi igual a 4,60, que é satisfatório, pois, além de estar distante da condição de ruptura, iguale bem maior que o valor de 1,5 estabelecido através da NBR 11682:2009 para o caso em questão.

## 6.2 Análise do talude com inundação (Saturação sem fluxo)

A segunda situação analisada foi o comportamento do talude com um fluxo de água parcial (Figura 44), calculando-se o Fator de Segurança com o NA ligeiramente elevado. O peso específico adotado, com base nos corpos de prova das amostras indeformadas foi de  $16 \text{ kN/m}^3$  para o solo na umidade de campo, porém os parâmetros de coesão e ângulo de atrito foram utilizados os correspondentes ao estado inundado solo.

Foi utilizada a equação 4 citada no item 2.7.3.2 para calcular o fator de segurança, e o valor obtido foi de 1,52. Com isso verifica-se que com uma pequena elevação do NA já ocorre uma significativa redução do FS, porém ainda sim satisfatório, pois é maior que 1,5 exigido NBR 11682:2009.

**Figura 44 - Seção do talude com solo saturado e elevação parcial do NA**



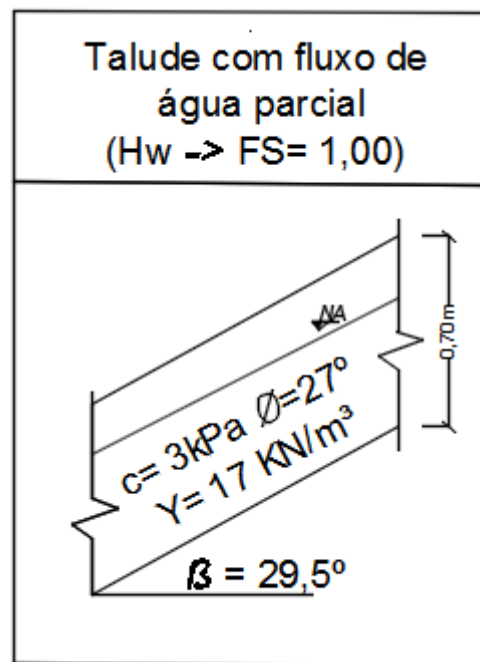
Fonte: Arquivo do autor, 2017.

### 6.3 Análise do talude com fluxo de água parcial, buscando-se $H_w$ c/ $FS=1,00$

A terceira e última situação a ser analisada, foi encontrar qual seria a altura do nível de água ( $H_w$ ) correspondente a um fator de segurança igual 1,00 (Figura 45), que significa o estado limite de ruptura do talude.

O peso específico adotado, que teve como base nos corpos de prova das amostras indeformadas foi de  $17 \text{ kN/m}^3$  para o solo na situação de saturado, e os parâmetro de coesão e ângulo de atrito também foram utilizados os correspondentes ao estado saturado do solo.

**Figura 45 - Seção do talude considerando  $FS=1,00$**



Fonte: Arquivo do autor, 2017.

Através da equação 5 citada no item 2.7.3.2 foi possível calcular a altura do nível de água que corresponde ao  $FS=1,00$ , obtendo-se um valor de  $H_w=0,65$ . Através desse resultado foi possível verificar que quando o NA de água se eleva até quase a superfície do talude o mesmo entra em colapso.

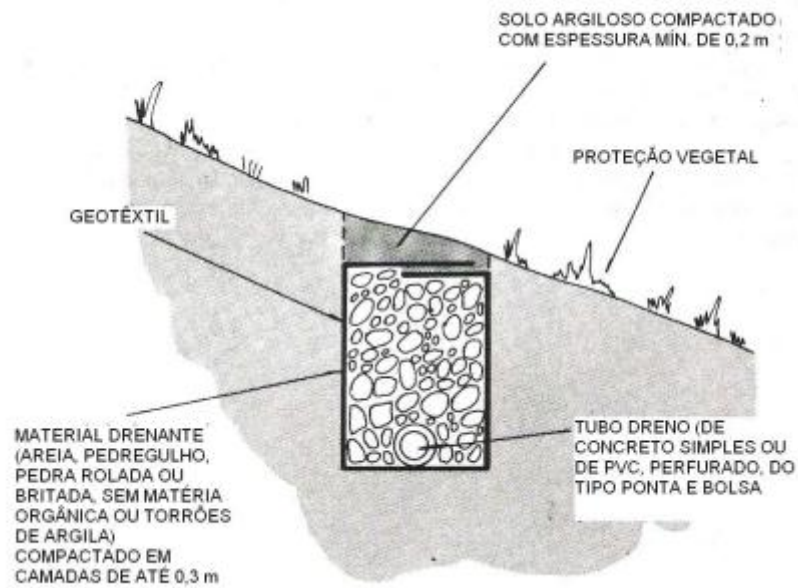
## **7 MEDIDAS DE ESTABILIZAÇÃO VOLTADAS A EVITAR A PROGRESSÃO DA RUPTURA**

Através dos resultados obtidos, foi possível observar que o talude, em condições não saturadas, se encontra em um estado estável, pois apresenta fator de segurança próximo de 5. Entretanto, caso ocorra uma elevação significativa do nível de água, causada por uma forte precipitação, o talude corre risco de entrar em colapso.

A partir do diagnóstico obtido, medidas de estabilidade tecnicamente viável e economicamente atrativas consistiriam em soluções de drenagens superficiais e profundas. Considerando que no talude em estudo, após terem ocorrido as rupturas, já foram instalados dispositivos de drenagem superficial (canaletas e escadarias hidráulicas), complementarmente, poderiam ser instaladas trincheiras drenantes. Isso porque se por um acaso ocorrer uma percolação por baixo da canaleta de crista, a mesma não será capaz de interceptar a água e o talude estará desprotegido.

Conforme CIRIA (2007), as trincheiras drenantes são valas escavadas que tem uma profundidade que varia geralmente entre 1 a 2m, compostas por um tubo perfurado no fundo e preenchido de material drenante bem compactado. Também pode ser constituída de geocomposto em substituição ao material drenante convencional. A Figura 46 mostra um esquema desse dispositivo. No presente caso, a cota de fundo deve ultrapassar a primeira camada de solo (solo 1). A água que é coletada pelo tubo escoar através da gravidade, sendo conduzida até pontos de captação. Recomenda-se também que nesses pontos sejam construídas caixas de dissipação para assim impedir processos erosivos.



**Figura 46 – Trincheira drenante**

Fonte: Cunha et al, 1991

Posteriormente a execução da trincheira, é recomendável a colocação na parte superior de uma camada de solo compactado de preferência argiloso e proteção superficial com grama.

## 8 CONCLUSÕES

Através desta pesquisa foi possível constatar que a provável causa da ruptura do talude estudado foi à elevação do NA, em função das precipitações pluviométricas que ocorreram em um curto período de tempo, levando em conta que o terreno já poderia estar em uma condição de umidade elevada. Essa elevação do NA teria ocasionado a perda da coesão aparente do solo, que mesmo não saturado possui baixa resistência e o surgimento de poropressões, ambos impactando na queda da resistência ao cisalhamento, o que foi decisivo para que ocorresse a ruptura. O aumento do peso específico, embora de maneira pouco significativa, também influenciou na ocorrência do colapso.

Analisando-se os resultados obtidos, foi possível verificar que a saturação do solo provoca uma queda significativa na coesão do solo de 19kPa para 3kPa. Essa expressiva diferença entre a coesão total e efetiva indica que existe a presença de uma certa parcela de coesão aparente, que conforme mencionado acima, se mostrou ser de grande importância para a estabilidade do talude em estudo.

Com os ensaios de laboratório foi possível verificar que o solo da primeira camada possui uma resistência muito baixa e com a elevação do NA teve sua resistência ainda mais diminuída.

Para o presente trabalho, a consulta ao mapa geológico e demais informações, como por exemplo, o registro de precipitações pluviométricas, tem se mostrado útil para um melhor entendimento do problema.

A partir dos resultados obtidos foi possível sugerir algumas medidas de estabilidade viáveis e também econômicas, a principal solução é drenagens superficiais e profundas, levando em conta que no talude em estudo, depois de ocorrido as rupturas foram instaladas canaletas e escadarias hidráulicas, para complementar seria recomendado instaladas trincheiras drenantes para uma maior eficiência.

## REFERÊNCIAS

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. *ASTM D3080*: Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions. Montgomery County, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6457*: Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, ABNT 1986.

\_\_\_\_\_. *NBR 11682:2009* - Estabilidade de Taludes. Rio de Janeiro, ABNT 2009.

\_\_\_\_\_. *NBR 9603*: Sondagem a trado. Rio de Janeiro, ABNT 1988.

\_\_\_\_\_. *NBR 6459*: Solo – Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, ABNT 2016.

\_\_\_\_\_. *NBR 6502*: Rochas e Solos. Rio de Janeiro, ABNT 1995.

\_\_\_\_\_. *NBR 6508*: Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm – Determinação da massa específica. Rio de Janeiro, ABNT 1984.

\_\_\_\_\_. *NBR 7180*: Solo – determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, ABNT 2016.

\_\_\_\_\_. *NBR 7181*: Solo – Análise Granulométrica. Rio de Janeiro, ABNT 2016.

\_\_\_\_\_. *NBR 9604* Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo com retirada de amostras deformadas e indeformadas. Rio de Janeiro, ABNT 1996.

BRASIL. Ministério da Agricultura, Pecuária e Abastecimento. INMET – Instituto Nacional de Meteorologia. Dados Meteorológicos – Estação Automática de Rio Pardo. Disponível em:

<[http://www.inmet.gov.br/portal/index.php?r=home/page&page=rede\\_estacoes\\_auto\\_graf](http://www.inmet.gov.br/portal/index.php?r=home/page&page=rede_estacoes_auto_graf)>. Acesso em 07 Novembro. 2017.

BRASIL. CPRM - Serviço Geológico do Brasil. – Cartografia Geológica Rio Grande do Sul, 2006 Disponível em:

<<http://www.cprm.gov.br/publique/Geologia/Geologia-Basica/Cartografia-Geologica-Regional-624.html>> Acesso em 14 Novembro 2017

BRASIL. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE. Mapa de Clima do BRASIL, 2002. Disponível em: <<https://portaldemapas.ibge.gov.br/portal.php#mapa784>>. Acesso em 14 Novembro 2017

BRASIL. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE. Mapa de Biomas do Brasil, 2016. Disponível em: <<https://cidades.ibge.gov.br/painel/painel.php?codmun=431680>>. Acesso em 14 Novembro. 2017.

CAPUTO, Homero Pinto. *Mecânica dos solos e suas aplicações: fundamentos*. 7. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2015. 1. v.

CRAIG, R. F. *Mecânica dos solos*. 7. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2007.

CIRIA. The SUDS Manual. Escrito por Woods-Ballard, B. et al. London, UK: CIRIA. 2007.

Cruden, D.M., Varnes, D.J. Landslide Types and Processes, Special Report , Transportation Research Board, National Academy of Sciences, 1996.

CUNHA, M. A.; FARAH, F.; CERRI, L.E.S.; GOMES, L.A.; GALVÊS, M.L.; BRITAR, O.Y.; AUGUSTO FILHO, O.; SILVA, W.S. Ocupação de encostas. Instituto de Pesquisas Tecnológicas, São Paulo, 1991.

DAS, Braja M. *Fundamentos de engenharia geotécnica*. 7. ed. São Paulo: Cengage Learning, 2011.

GERSCOVICH, Denise M. S. *Estabilidade de taludes*. São Paulo: Oficina de Textos, 2013.

GUIDICINI, Guido; NIEBLE, Carlos Manoel. *Estabilidade de taludes naturais e de escavação*. 2. ed., rev. e ampl. São Paulo: E. Blücher, 1983.

GOOGLE EARTH, 2017. Disponível em: < <https://earth.google.com/web/>>. Acesso em 14 Novembro. 2017.

HOEK, E. e LONDE, P. (1974) – Surface workings in rock. In: Congress of the International Society for Rock Mechanics, 3rd, Denver, Proceeding. Washington,

MASSAD, Faïçal. *Obras de terra*. São Paulo: Oficina de Textos, c2010.

PINTO, Carlos de Souza. *Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas*. 3. ed. São Paulo: Oficina de textos, 2006.

MENEZES, M. S. S. e CAMPOS, L. E. P., Estabilização de taludes em solos residuais tropicais, in: 1a COBRAE Rio de Janeiro, 1992, volume I.

PINTO, Carlos de Souza. *Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas*. 3. ed. São Paulo: Oficina de textos, 2006.

RIO GRANDE DO SUL. SEPLAG - Secretaria de Orçamento e Gestão RS. Governo do Estado do Rio Grande do Sul. Mapa Geomorfológico, 2004. Disponível em,

<<http://www.atlassocioeconomico.rs.gov.br/hipsometria-e-unidades-geomorfologicas>>, acesso em 07 Novembro. 2017.

SALOMÃO, F.X.T & ANTUNES, F.S. Solos. In: OLIVEIRA, A.M.S. & BRITO. S.N.A. (Eds.). Geologia de Engenharia. São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia (ABGE), 1998. .NAC 1974. Vol. 1.

SENÇO, wlastermiler ,Manual de Técnicas de Pavimentação 1997, Vol 1.

UNIVERSIDADE DE SANTA CRUZ DO SUL – Mapa de localização do campus.2017, Disponível em, <[www.unisc.br](http://www.unisc.br) >, acesso em 14 Novembro. 2017.